

DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

OCTOBRE 1956

Neuvième année, N° 106

SOMMAIRE

	Pages
J. BARETS, Influence des hypothèses et méthodes dans les calculs de béton armé et de béton précontraint.	855
Série : Théories et méthodes de calcul (25)	
L.P. BRICE, Relation générale entre les contraintes limites élastiques d'un corps sous des sollicitations quelconques. Théorie du volume de dilatation critique. Détermination de la direction des glissements.	875
Série : Théories et méthodes de calcul (26)	
Ch. BONVALET et G. GOBULOVIC, Étude comparative de l'état de contraintes des éprouvettes de résilience avec entaille en U et entaille en V par la photoélasticimétrie tridimensionnelle.	899
Série : Essais et mesures (38)	
G. BARDOUT, Construction d'une galerie téléphonique sous la Seine entre la place Saint-Michel et la place du Château.	923
Série : Travaux publics (40)	
Documentation technique réunie en juillet.	947
Documentation technique (98).	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I^{er})

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

IDÉES ACTUELLES SUR LA TECHNOLOGIE DU BÉTON

Par Robert L'HERMITE

Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Cet ouvrage a été écrit par un homme qui, dans son laboratoire, étudie le béton depuis plus de vingt ans. Il l'étudie non seulement comme ingénieur, mais encore comme physicien. Il a constaté que l'observation systématique des faits, que ce soit dans la mise en œuvre ou le comportement ultérieur, conduisait à reconnaître certains liens logiques, à certaines relations de cause à effet, à des lois qui sont à la base de ce que l'on peut appeler une science.

Les idées actuelles sur la technologie du béton nous offrent ainsi un ensemble de vues sur l'évolution de cette matière, sa conception, sa naissance, sa vie et sa mort par la rupture.

Si la technique du béton devient une science, et c'est ce que l'auteur n'a pas osé exprimer dans son titre, cette science fait évidemment appel à la théorie... Le mot de théorie peut faire peur à certains esprits en relation constante avec la pratique. Mais son existence même, dans un domaine ou dans une technique, est la preuve d'une évolution avancée puisqu'elle est là pour remplacer l'empirisme, et conduire à des découvertes nouvelles provoquées par l'existence de lois susceptibles de se prêter à la généralisation et à l'extrapolation.

Cet ouvrage sur la technologie du béton ne peut donc prétendre à être un manuel pour le chef de chantier, ceci n'a jamais été le but de l'auteur qui a pour cela écrit un autre livre*. C'est au contraire, et essentiellement, un travail de physicien que l'on aurait pu appeler aussi bien

« A la recherche d'une théorie du béton destinée
aux ingénieurs »

Il comporte pour ceci cinq chapitres :

Le premier étudie la composition du béton et fait examen critique de la granulométrie. On y trouve les méthodes de contrôle de fabrication, l'étude des moyens de mise en place, les théories de la vibration, du damage,

de l'essorage, de l'activation, l'étude des plastifiants et des aérateurs. Tout ceci concerne donc la fabrication et le premier chapitre finit lorsque le béton a durci.

Le second chapitre est consacré à la déformation du béton ; d'abord sa déformation spontanée : gonflement ou retrait. Les nombreuses expériences de l'auteur poursuivies pendant plus de dix ans étaient une théorie qui vient de recevoir quelques nouvelles retouches. Vient ensuite la déformation sous charge : élasticité, plasticité et fluage. On trouvera là des idées nouvelles et inédites.

Le troisième chapitre est consacré à la rupture du béton. Il commence par l'étude approfondie de l'essai de compression et se poursuit par l'exposé de conceptions générales sur la plasticité et la rupture qui débordent d'ailleurs le cadre de la matière envisagée et en font le premier exposé complet des conceptions de l'auteur sur cette question très controversée.

Le quatrième chapitre parle de la prise et du durcissement, des traitements d'accélération et de protection et enfin du mouvement de l'eau dans le béton par capillarité et perméabilité.

Le cinquième chapitre traite du contrôle sur chantier et en laboratoire. Il s'agit d'abord du contrôle de la matière première : ciment, agrégats, puis de la confection des éprouvettes témoins et enfin du contrôle non destructif sur les ouvrages par ultra-sons et radio-isotopes.

On trouvera dans ce livre beaucoup d'idées nouvelles, inédites ou peu connues et ce qu'il peut y avoir d'intéressant pour les ingénieurs est que l'auteur pose beaucoup de questions, place des points d'interrogation ; après avoir tracé un tableau de nos connaissances, il montre les lacunes. Spécialistes du béton, techniciens, ingénieurs et chercheurs, il y a encore beaucoup à faire pour que la technologie du béton avance et progresse, pour que la connaissance de cette matière, si complexe et si vivante, se perfectionne. Cet ouvrage est susceptible de vous donner, à vous aussi, des idées nouvelles.

* Au pied du mur... Ed. Bâtir. 1953. — 108 pages 24×32 (19 séries de planches en quatre couleurs) Prix : 2 000 F — Franco : 2 200 F

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

OCTOBRE 1956

Neuvième année, N° 106

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (25)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 17 JANVIER 1956

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE

M. P. LEBELLE

Ancien élève de l'École Polytechnique

INFLUENCE DES HYPOTHÈSES ET MÉTHODES DANS LES CALCULS DE BÉTON ARMÉ ET DE BÉTON PRÉCONTRAIT

par **M. J. BARETS**

Ingénieur-conseil

SOMMAIRE

	Pages.
Introduction	857
Insuffisances de la théorie élastique.....	858
Les hypothèses simplificatrices.....	862
Influence du retrait.....	864
Variation du coefficient de sécurité.....	867
Essai de synthèse des erreurs.....	869
Conclusions.....	870

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Bien que tout jeune encore, notre conférencier de ce soir pourrait facilement se passer de présentation car il est déjà bien connu dans le monde des constructeurs et en particulier parmi les adhérents de l'Institut Technique, puisque, il y a un peu plus d'un an, il faisait ici même une conférence extrêmement intéressante relative à la préfabrication lourde.

Je rappelle, cependant, qu'après avoir dirigé pendant plusieurs années une section du Bureau d'Etudes des Etablissements Sainrapt et Brice et le Laboratoire de cette entreprise, il a créé, en 1952, l'important bureau d'études qu'il dirige actuellement. Ce bureau d'études a déjà à son actif des réalisations importantes et pleines d'intérêt.

Aujourd'hui M. Barets va nous parler des imperfections des méthodes couramment appliquées au calcul des constructions en béton armé et en béton précontraint et tenter d'en déterminer les conséquences. Je souhaite que son exposé donne lieu à une discussion nourrie et, afin de ne pas empiéter sur le temps qui est consacré aux échanges de vues, je lui donne immédiatement la parole.

RÉSUMÉ

L'auteur s'attache à énumérer les causes d'erreurs dans le calcul usuel du béton armé.

Après un court historique des théories de la résistance des matériaux, l'auteur étudie plus spécialement la théorie élastique et les insuffisances de cette théorie pour le calcul des matériaux aussi complexes que le béton armé.

L'auteur étudie également les erreurs introduites par les hypothèses simplificatrices.

L'influence du retrait est ensuite envisagée ainsi que les variétés du coefficient de sécurité, en fonction des théories probabilistes.

Une synthèse des erreurs et une conclusion terminent l'exposé qui est suivi d'une discussion avec divers auditeurs en particulier sur les phénomènes d'adaptation.

SUMMARY

The author enumerates the causes of errors in the usual calculations on reinforced concrete.

After a short reminder of the theories of the resistance of materials the author goes on to deal more especially with the theory of elasticity and its limitations in the calculations of materials as complicated as reinforced concrete. He then deals with the errors which result from hypotheses aimed at simplification.

The influence of shrinkage and safety-factor variations are then discussed in relation to the theories of probability.

A synthesis of errors and a conclusion terminate the address which is followed by a discussion with various members of the audience, especially on the question of adaptation phenomena.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

EXPOSÉ DE M. BARETS

Directeur de la Société d'Études B. T. B.,
Ingénieur-Conseil.

A. INTRODUCTION

Le jeune ingénieur qui vient d'acquiescer dans une Ecole la formation nécessaire à l'exercice de sa profession, croit volontiers que les calculs sont l'instrument d'investigation principal.

Son expérience étant encore nulle, et ne pouvant s'appuyer que sur des connaissances mathématiques et techniques, il mettrait volontiers l'ouvrage complet en équation.

Constatant cette tendance, RABUT, dans son cours de béton armé ajoutait :

« Ce n'est que peu à peu que, l'expérience aidant, on s'aperçoit que les calculs ne sont qu'un outil permettant de préciser et de mettre au point les conceptions de l'ingénieur. »

Ajoutons que, relevant de l'expérimentation, la résistance des matériaux appliquée au béton armé doit être considérée bien plus comme une science physique que comme une science mathématique.

J'ai personnellement été frappé ces dernières années de l'énorme proportion d'ingénieurs qui, abdiquant tout bon sens, se réfugient dans le calcul sans tenir compte d'aucun critère expérimental. Ces mêmes ingénieurs croient, d'ailleurs de très bonne foi, à la perfection de leurs calculs et ne se doutent pas du fossé qui existe entre la réalité et nos faibles approximations qu'ils baptisent « méthodes exactes ».

Car, disons-le immédiatement, dans l'état actuel des connaissances, nous ne savons pas, ou nous savons très mal, calculer de façon courante un ouvrage en béton armé.

Faut-il quelques exemples ?

Nous avons vérifié il y a quelques années un magnifique calcul de cadre à étages. La méthode de Cross employée n'oubliait rien et la charge d'une travée du premier étage par un mur de refend, faisait immédiatement sentir ses effets dans les nœuds du cinquième étage. Malheureusement, dans la pratique, les maçons commençaient ces murs tandis que le coulage de béton armé n'en était qu'au troisième étage.

Nous avons contrôlé des calculs de sections de poutres de bâtiments dans lesquels l'auteur tenait compte du béton tendu. Le malheureux ne se doutait pas de l'abondante fissuration qui existe toujours sur de tels ouvrages, abondamment hyperstatiques, par suite des effets du retrait.

C'est devant de tels exemples, et il ne se passe pas de semaines sans qu'en surgissent des nouveaux, que nous avons pensé à l'utilité d'un tour d'horizon sur les lacunes, les erreurs, les approximations de nos connaissances. Nous pensons, en effet, qu'il n'est pas inutile d'attirer l'attention des ingénieurs sur l'insuffisance des méthodes actuelles de calcul.

Il ne nous appartient pas, cela ne conviendrait d'ailleurs ni à notre âge, ni à notre qualité, de vous proposer des solutions à ces difficultés.

Pour cette raison, notre exposé ne comportera que l'étude de problèmes ou de phénomènes dont l'importance est déjà connue par des recherches de Laboratoire ou de science pure; nous rechercherons leur influence sur les méthodes actuelles de calcul.

Pour démontrer cette insuffisance des calculs nous serons appelé nous-même à en effectuer. Nous connaissons alors la position difficile de celui qui critique la fragilité d'une canne mais ne peut éviter de s'y appuyer.

Nous n'avons d'ailleurs aucune illusion sur la précision de nos essais de calculs qui se situent dans un domaine qui échappe totalement aux possibilités actuelles de l'ingénieur. Nous vous demandons de les considérer simplement comme des ordres de grandeur, vérifiés d'ailleurs par diverses expériences.

Pour la facilité de notre exposé nous classerons en quatre groupes les insuffisances habituellement constatées.

1° Insuffisance de la théorie élastique

Cette théorie a fait l'objet, depuis un siècle, de travaux mathématiques remarquables que nous sommes bien incapable de critiquer. Malheureusement les ingénieurs de béton armé ne disposent pas d'un matériau élastique pour leur construction mais d'un matériau élastoplastique.

Ne le déplorons point. Seule sa faculté d'adaptation, due à ses qualités plastiques, a permis le triomphe du béton armé.

Il suffira d'effectuer l'essai d'une poutre en béton, armée de barres de verre, matériau parfaitement élastique, pour ne plus le regretter. Cette poutre rompra pour la résistance d'une barre, la meilleure, et non pour celle de la somme de barres. Ceci n'est pas une vue de l'esprit, l'expérience a été effectuée aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

2° Erreurs dues aux hypothèses simplificatrices.

Au sein de la théorie élastique, complexe du point de vue mathématique, il a fallu simplifier bien des choses pour la pratique des calculs et leur emploi dans les bureaux d'études. Malheureusement, quand on les chiffre, ces approximations représentent souvent un pourcentage élevé d'erreurs par excès ou par défaut.

La commodité des calculs a dégagé une notion, parfois fictive, de contraintes. En fait les déformations conditionnent souvent la réalité des contraintes.

Cette dualité entre calcul et réalité produit des erreurs assez graves que nous illustrerons par un exemple type.

Enfin les hypothèses propres à chaque étude se révèlent souvent abusives. Ce ne sont là que des cas particuliers; nous citerons, à titre d'exemple, quelques hypothèses de ce genre que nous avons rencontrées ces derniers temps.

Certes, on me dira que la plasticité du matériau interviendra parfois pour corriger ces erreurs. Parfois oui, mais pas toujours. Mais, même dans ce cas, que devient alors la précision du calcul recherchée initialement?

Nous examinerons sommairement pour illustrer ce chapitre :

1° La valeur de l'hypothèse d'inertie constante dans les poutres continues;

2° Le danger de la notion de contrainte;

3° Les erreurs des calculs de déformations;

4° Quelques exemples d'hypothèses abusives particulières à diverses études.

3° Modifications dues aux effets de retrait

Bien que tous les règlements prescrivent d'en tenir compte, la pratique des calculs néglige toujours les effets du retrait. J'excepte, bien sûr, les ouvrages d'art.

Nous verrons tout à l'heure le bouleversement des calculs qui en résulterait. Disons simplement que le retrait, qui met en compression les aciers et en traction le béton, agit comme une précontrainte négative, fonction de la longueur des barres et des sections béton et acier.

Toute détermination de contraintes qui néglige ces effets ne présente souvent qu'un rapport plus ou moins lointain avec la réalité.

4° Variabilité des coefficients de sécurité.

Les coefficients de sécurité usuels présentent une variation anormale selon le rapport de la surcharge au poids mort.

Nous examinerons ce premier problème.

La probabilité d'obtention de la qualité de matériau prévu aux calculs constitue un second problème.

Nous étudierons enfin la sécurité dans les opérations de mise en tension du béton précontraint.

Tous les calculs qui tendraient à supprimer les approximations usuelles seraient infiniment complexes. Il n'est guère possible de les envisager dans la pratique.

L'ingénieur doit cependant connaître les erreurs contenues dans les approximations qu'il utilise pour en tenir compte par l'esprit, sinon par le calcul.

Dans notre conclusion, nous essayerons donc, par une synthèse de ces erreurs, d'évaluer la précision des moyens de travail des ingénieurs d'études dans l'état actuel des connaissances sur le béton armé.

B — INSUFFISANCES DE LA THÉORIE ÉLASTIQUE

1° Historique sommaire.

La première étude d'une poutre encastree figure dans un mémoire publié par GALILÉE en 1683. Malgré son génie, il ne considère encore qu'une matière de dimensions constantes quelles que soient les contraintes.

En 1676, à la suite d'expériences faites quelques années auparavant, HOOKE mettait en évidence la relation linéaire existant entre efforts et déformations, dans certaines limites.

La loi de Hooke, qui figure au début de nos modernes traités de résistance des matériaux, traduit cette constatation.

Vers la même époque, le physicien MARIOTTE aboutit à des conclusions analogues et note, pour la première fois, l'apparition de raccourcissements sur la fibre supérieure d'une poutre fléchie et d'allongements sur la fibre inférieure.

BERNOULLI, en 1744, étudie la relation entre la courbure d'une lame et le couple qui la provoque.

EULER et LAGRANGE en déduisent la relation connue sous le nom de « formule d'Euler » dans les études de flambage.

En 1776, COULOMB étudie la position de la fibre neutre et aborde l'étude de la torsion et du cisaillement.

En 1820, NAVIER définit la flexion des poutres élastiques et écrit le principe connu, depuis, sous le nom de loi de Navier.

Nous devons noter que NAVIER utilise pour son étude les découvertes de YOUNG. Ce dernier avait précisé la notion du module d'élasticité. Il sépare nettement les

trois résistances fondamentales qui définissent une matière :

- Résistance à la compression;
- Résistance à la traction;
- Résistance au cisaillement.

Nous terminons ici ce que l'on peut appeler l'ère des physiciens, bien que quelques mathématiciens aient mêlé leurs travaux à ces recherches physiques.

Passé le début du XIX^e siècle, ce sont presque uniquement des mathématiciens qui feront progresser la science de la résistance des matériaux. De nombreux traités de la théorie mathématique de l'élasticité paraissent alors successivement.

Citons parmi les plus connus, les auteurs suivants :

- L'Allemand CLEBSCH, qui fut traduit et abondamment annoté par BARRÉ-DE-SAINT-VENANT en 1833;
- Le Français POISSON, dont les mémoires s'échelonnent de 1829 à 1842;
- L'Écossais RANKINE, dont les deux ouvrages principaux furent publiés en 1851 et 1858;
- Le Français LAMÉ, dont les célèbres « Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité » furent imprimées en 1852.
- Les études du Français CLAPEYRON et de l'Anglais MAXWELL sont également à citer.

Tant d'autres enfin que nous ne citons pas, pour aboutir, de nos jours, aux ouvrages classiques des Ecoles d'Ingénieurs à savoir :

Bertrand de FONTVIOLANT, TIMOSHENKO, PIGEAUD, TORROJA, LOVE, etc...

2° Philosophie de cet historique.

Trois physiciens : HOOKE, YOUNG, NAVIER, effectuent diverses expériences et en déduisent les bases de la résistance des matériaux.

Pendant les cent ans qui suivent, les mathématiciens bâtissent sur ces découvertes la quasi totalité de nos connaissances théoriques en résistance des matériaux.

Ces théories étaient alors appliquées le plus souvent à des ouvrages en acier ou en pierre, dont nous savons aujourd'hui qu'ils ne sont pas seulement élastiques, mais pour lesquels les divergences entre théorie et pratique restaient faibles, disons raisonnables.

Cependant, au cours de son développement, la résistance des matériaux faisait l'objet d'applications à un matériau nouveau-né : le béton armé et plus tard au béton précontraint.

Ces deux matériaux devaient s'avérer nettement plus capricieux.

Soumise au retrait, perturbée par des déformations plastiques, la personnalité propre de ces matériaux apparaissait difficile à saisir.

HENNEBIQUE, qui calculait peu mais possédait une intuition certaine du nouveau matériau, utilisait des formules qui s'écartaient nettement de la répartition usuelle des moments et qui faisait inconsciemment une large part aux déformations plastiques sur appuis.

GARRIC en 1901 note déjà l'influence de cette plasticité.

Le travail célèbre de la commission de 1906 place cependant le béton armé sur le terrain des calculs élastiques, avec des bases remarquables pour l'époque.

Vingt ans plus tard (en 1926) M. FREYSSINET met en évidence le fluage et attire l'attention sur les phénomènes d'adaptation.

De nombreux mathématiciens se penchèrent alors sur l'étude mathématique de la plasticité.

Néanmoins, là aussi, un important correctif paraît nécessaire :

Les théories mathématiques de la plasticité sont basées sur un matériau se déformant tout en conservant un volume constant.

Il semble bien en réalité, d'après diverses expériences de laboratoires, et en particulier celles de M. L'HERMITE, que le coefficient de Poisson, sous charge, d'un bloc de béton, soit voisin de zéro ; c'est-à-dire que la déformation s'accompagne d'une diminution de volume. Ceci s'explique d'ailleurs puisque le fluage va de pair avec une expulsion d'eau, il y a donc diminution de volume et augmentation de compacité.

Le béton, qui n'est déjà pas un matériau élastique, n'est donc pas non plus un matériau plastique normal ; les théories mathématiques de la plasticité semblent donc ne s'appliquer que très partiellement à lui, ce matériau présentant une plasticité très complexe.

Quelques théories élastoplastiques et en particulier les études de M. CHAMBAUD commencent à pénétrer dans les usages des bureaux d'études. Néanmoins nous n'exagérons pas beaucoup en disant que, même de nos jours, le béton armé, matériau élastoplastique par excellence, ne fait l'objet que de calculs basés sur l'hypothèse élastique.

Depuis dix ans enfin, la complexité des phénomènes de rupture a remis nettement en faveur l'expérimenta-

tion directe qui paraît effectivement être la seule capable de nous renseigner utilement.

Il est frappant d'ailleurs de constater le faible nombre d'essais qui ont présidé à la naissance du béton armé et du béton précontraint.

Ce retour à la physique revivifiera, pensons-nous, l'étude et l'enseignement du comportement de ces matériaux.

3° Observations sur l'élastoplasticité du béton.

Nous allons aborder maintenant l'examen des différences entre la théorie élastique et la réalité élastoplastique.

Peut-on définir, même très sommairement, le fluage des bétons ? En l'état actuel des connaissances nous ne pouvons fournir que des indications générales, malheureusement non chiffrées.

Divers auteurs ont tenté de donner les lois des mouvements de retrait et de fluage.

M. FREYSSINET a proposé une théorie qui prenait en compte les tensions capillaires.

Des études plus récentes, basées sur des examens au microscope électronique, font intervenir la quantité d'eau expulsée ainsi que les hydratations des ciments.

En référant en grande partie aux recherches de M. L'HERMITE nous admettons que :

1° Toute déformation instantanée sous charge comporte une part élastique et une part plastique.

2° La déformation plastique obtenue dans le temps est toujours proportionnelle à la déformation élastique.

3° Le fluage sera fort en atmosphère sèche et faible en atmosphère humide (cette considération est très importante pour l'interprétation des nombreux essais concernant le fluage des bétons).

4° Le fluage sera d'autant plus faible que la mise en charge aura lieu sur un béton plus âgé.

Les observations que nous allons effectuer sur la théorie élastique doivent donc entraîner les réserves suivantes :

1° Nous envisageons toujours le cas d'ouvrages chargés de telle sorte que les contraintes soient suffisamment élevées. Tout se passe comme si les phénomènes de fluage ne commençaient que vers 20 ou 30 kg/cm² ; il serait donc illusoire d'envisager l'adaptation d'une poutre dont le béton travaillerait à 15 kg/cm² et l'acier à 2 kg/mm².

Des essais effectués par les services techniques de la S. N. C. F., sur des ouvrages d'art par l'intermédiaire du témoin Coÿne, semblent montrer effectivement que le fluage est faible pour de tels ouvrages qui, sous poids mort, ne travaillent pas à un taux élevé.

2° Nous n'envisageons également que des ouvrages soumis à des charges non instantanées. Des charges instantanées ne permettraient pas, semble-t-il, une adaptation suffisante.

4° Conséquence, sur les calculs, du fluage des bétons.

L'étude des conséquences du fluage revient en fait à l'étude de la variation du coefficient d'élasticité du béton. On distinguera deux coefficients :

- Le coefficient d'élasticité instantané ;
- Le coefficient d'élasticité différé.

Le coefficient d'élasticité instantané, qui comporte une part plastique, varie selon la contrainte subie par le matériau.

Soit E_b le coefficient d'élasticité sous une contrainte égale au dixième de la résistance de rupture (30 à 50 kg/cm² environ).

Sous une contrainte égale à la moitié de la contrainte de rupture (soit environ 150 à 200 kg/cm²) le module d'élasticité ne sera plus que de 0,75 E_b environ selon les expériences de M. L'HERMITE.

Ce premier phénomène, relativement peu marqué, est suivi d'un deuxième qui constitue le fluage à proprement parler, c'est-à-dire la diminution, dans le temps, des dimensions initiales. Cette modification étant elle-même liée à la contrainte initiale, on en déduit un nouveau coefficient qui n'est autre que le coefficient d'élasticité différé.

La diminution du module initial est cette fois considérable, néanmoins cette modification dépend largement de trois facteurs :

- L'âge du béton au moment de la mise en charge;
- Le rapport : $\frac{\text{contrainte réalisée}}{\text{contrainte de rupture}}$;
- La qualité du ciment et l'hygrométrie.

En effectuant les mises en charge sur des bétons très jeunes (sept jours), M. MERCADIÉ a obtenu des coefficients d'élasticité instantanés très faibles (de l'ordre de 100 000 kg/cm²).

Le fluage, alors assez faible, n'augmentait que de 20 à 50 % les déformations initiales.

Ces chiffres sont assez différents de ceux obtenus par d'autres expérimentateurs qui mettent en évidence des fluages de 100 à 200 %.

La déformation différée étant supposée effectuée, tout se passera donc comme si le module d'élasticité du béton était variable en fonction des contraintes.

Cette modification du module E_b en fonction des contraintes va perturber notablement la répartition des moments obtenus en résistance des matériaux avec $E_b = \text{constante}$.

Evaluons l'ordre de grandeur de cette perturbation, et pour cela considérons une poutre A, B, C, D (fig. 1) continue sur une infinité de travées. Dans une telle poutre, supposée rectangulaire, et soumise à une charge uniformément répartie, le sens et la valeur des contraintes seront déterminés par la courbe des moments.

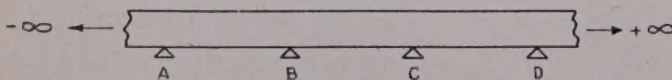


FIG. 1. — Poutre continue

Admettons que le module d'élasticité de cette poutre soit représenté par la formule :

$$E_b = E - \alpha R_b^2$$

Déterminons α et E pour obtenir les valeurs normales suivantes :

$$\begin{array}{ll} \text{pour } R_b = 60 \text{ kg/cm}^2 & E_b = 300\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{pour } R_b = 120 \text{ kg/cm}^2 & E_b = 100\,000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Nous obtenons :

$$E_b = 370\,000 - 19 R_b^2$$

Une telle formule donne une idée assez correcte de la variation du fluage puisque pour 30 kg/cm², elle ne donne que 15 % de variation.

Il va sans dire que nous nous interdisons de l'extrapoler au-delà de 120 kg/cm². Nous nous bornons à substituer entre certaines limites (fig. 2) la variation réelle du type A par la variation plus commode du type B.

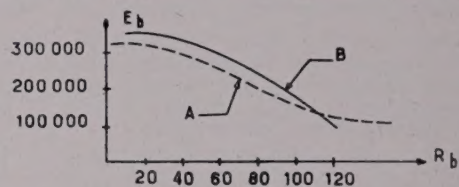


FIG. 2. — Loi de variation de E_b

La loi approximative de variation du module E_b en fonction de la contrainte R_b , peut se rattacher directement à la loi de variation des moments puisque :

$$R_b = \frac{M}{W}$$

Pour une charge uniformément répartie p et avec les notations usuelles (fig. 3) :

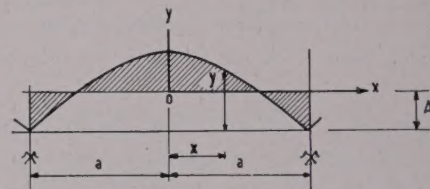


FIG. 3. — Courbe des moments

$$M = (a^2 - x^2) \frac{p}{2} + A$$

On en tire :

$$E_b = E - \alpha \left[\frac{(a^2 - x^2) \frac{p}{2} + A}{W} \right]^2$$

l'intégrale usuelle :

$$\int_0^a \frac{M dx}{E_b I} = 0$$

deviendra alors

$$\frac{1}{I} \int_0^a \frac{(a^2 - x^2) \frac{p}{2} + A}{E - \alpha \left[\frac{(a^2 - x^2) \frac{p}{2} + A}{W} \right]^2} dx = 0.$$

Appliquons cette formule à la poutre suivante représentée sur la figure 4.

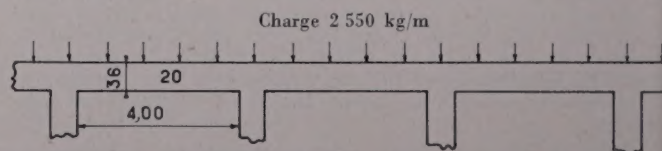


FIG. 4. — Poutre continue uniformément chargée

On trouve (M_0 étant le moment isostatique) :

Moment sur appui = $0,62 M_0$

Moment au milieu = $0,38 M_0$

La résistance des matériaux usuelle donnait :

Moment sur appui = $0,67 M_0$

Moment au milieu = $0,33 M_0$

Nous aurons donc, du seul fait de la variation de E_b :

Sur appui, un moment 8 % plus faible que ne le prévoit la résistance des matériaux usuelle dans l'hypothèse d'un coefficient d'élasticité constant ;

En section milieu, un moment 15 % plus fort que ne le prévoit cette théorie dans cette hypothèse.

Ces différences ne sont pas considérables, mais nous allons voir, dans quelques instants, que la variation apparente du coefficient de l'acier conduit à des différences du même ordre de grandeur et de même signe.

Nous verrons aussi plus loin que l'hypothèse d'inertie constante conduit également à une erreur de même sens.

Le cumul révélera des différences importantes.

5° Modification du coefficient d'élasticité apparent de l'acier.

Nous connaissons déjà les difficultés d'évaluation et les variations dans le temps du coefficient d'élasticité du béton.

M. BRICE a montré, dans sa théorie de la fissuration, que le coefficient d'élasticité apparent de l'acier n'est pas aussi constant qu'on pourrait l'espérer.

Soit la section fissurée ci-dessous (fig. 5) :

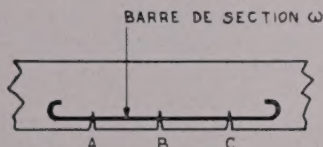


FIG. 5. — Poutre fissurée.

Appelons F la traction s'exerçant sur la barre et ω la section de cette barre.

Dans les fissures A, B, C, nous aurons :

— contrainte : $R'_a = \frac{F}{\omega}$

— allongement unitaire : i

Le coefficient d'élasticité sera donc :

$$E_a = \frac{R'_a}{i}$$

Entre les fissures, de par l'adhérence, le béton va prendre une part F_1 de la force F . Nous aurons donc entre fissures :

— contrainte $R''_a = \frac{F - F_1}{\omega}$

— allongement unitaire $i' = i \frac{F - F_1}{F} = Ki$

d'où un coefficient d'élasticité apparent de l'acier :

$$E'_a = \frac{R'_a}{Ki}$$

Tout se passera donc comme si la barre présentait un coefficient d'élasticité apparent plus grand que le coefficient réel.

Par contre, les barres présentent un scellement dans les blocs sans fissure des extrémités. Elles tendront à glisser dans ces blocs. Ce glissement conduira à une diminution du coefficient d'élasticité apparent.

L'ensemble de ces deux phénomènes donne une équation du type :

$$E_a = E_a - x + y.$$

Le terme x (scellement) devient très important dans les barres courtes pour lesquelles la déformation de scellement s'amortit sur une petite longueur.

Dans les zones de moments négatifs sur appuis, M. BRICE évalue E'_a à $\frac{E_a}{1,25}$, ce qui tend à augmenter les déformations des sections sur appuis, donc à surévaluer, dans le calcul, la valeur des moments sur appuis.

Par contre une dalle longue, faiblement armée, verra augmenter son coefficient d'élasticité apparent E_a .

Si l'on considère les valeurs extrêmes que peut prendre ainsi le module m , M. BRICE a démontré, dans sa théorie de la fissuration, que pour une poutre présentant les caractéristiques suivantes :

R'_a (dans la fissure)	1 500 kg/cm ²
R'_b »	30 —
E_a »	2 100 000 kg/cm ²
E_b »	300 000 —
R_d (adhérence)	20 —

Le module m est donné par la formule :

$$m = \frac{7}{1 - \frac{1}{500\sigma} + 75 \frac{\Phi}{4L}}$$

σ étant le pourcentage des aciers,

L étant la longueur entre fissures extrêmes,

Φ étant le diamètre des barres.

L'application de cette formule montre que m peut subir les variations suivantes :

$m = 20$ (dalles armées de 0,2 à 0,3 % d'acier).

$m = 5$ (poutres fortement armées de barres courtes).

Reprenons la poutre pour laquelle nous avons calculé l'influence de la variation du module E ;

La variation du module E_a fera apparaître dans cette poutre un moment sur appui 6 % plus faible que dans la théorie classique.

Par contre le moment en travée augmentera de 15 %.

6° Total des influences des variations de E_a et E_b .

Bien que nous n'ayons pas mathématiquement le droit de cumuler librement ces deux effets, l'influence de l'un réagissant sur le calcul de l'autre, nous admettrons ce cumul possible en première approximation.

La variation des moments par rapport aux moments usuels sera alors :

Moment sur appui : — 14 %,

Moment en travée : + 30 %.

Nous allons examiner maintenant l'influence des hypothèses simplificatrices.

C — LES HYPOTHÈSES SIMPLIFICATRICES

1° L'inertie constante.

Tout calcul hyperstatique fait intervenir l'inertie des pièces étudiées, cette inertie étant supposée constante tout au long d'une même pièce.

Considérons la même pièce continue, pour laquelle nous avons examiné précédemment l'influence des variations des coefficients d'élasticité du béton et de l'acier.

En section intermédiaire nous aurons bien la section classique (fig. 6 A).

La fissuration de la partie basse, remplacée par $m\omega$, ne perturbe pas sensiblement la valeur de cette inertie.

Près des appuis, par contre, la fissuration de la table va nous livrer une section du type B (fig. 6) très sensiblement différente.

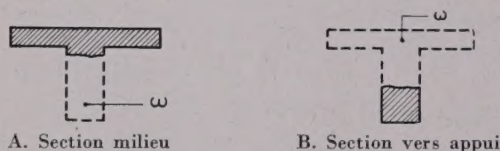


FIG. 6. — Inertie d'une poutre continue

Enfin sur les poteaux l'inertie devient infinie.

Notre poutre d'inertie constante comprend donc en réalité au moins trois inerties totalement différentes selon le sens des moments.

Pour être précis nous devrions même considérer au voisinage des points d'inflexion des zones de béton sans fissure.

Soit $I_1 - I_2 - I_\infty$ les diverses valeurs de l'inertie.

Posons $M = \mu + A$ nous avons le schéma de la figure 7.

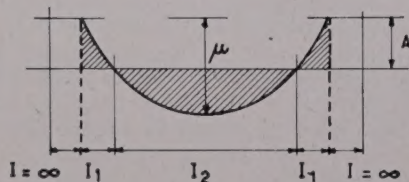


FIG. 7

La valeur du moment sur appui sera donnée par l'intégrale usuelle :

$$A = - \frac{\int_0^a \frac{\mu dx}{I}}{\int_0^a \frac{dx}{I}}$$

Appliquons ce calcul à une poutre dont nous vous donnons les caractéristiques dans la figure 8.

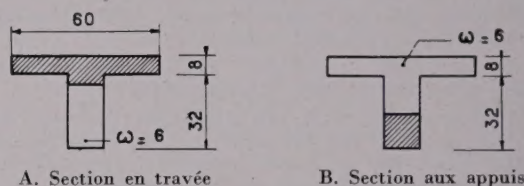


FIG. 8. — Caractéristiques d'une poutre

Nous obtiendrons (M_0 étant le moment isostatique) :

Moment sur appuis = $0,6 M_0$

» en travée = $0,4 M_0$.

Les valeurs classiques étant :

Moment sur appuis = $0,67 M_0$

» en travée = $0,33 M_0$.

Soit, sur appui, une diminution de 12 % du moment par rapport à la théorie classique. En travée une augmentation de 21 %.

Ces différences s'ajoutent, puisque étant de même sens, à celles dues à la variation des coefficients d'élasticité du béton et de l'acier.

2° Contraintes et déformations.

Toute la résistance des matériaux classiques est basée sur la notion de « contrainte ».

Or, l'ingénieur ne doit jamais oublier que la contrainte est une notion introduite dans les calculs pour leur commodité. Les contraintes n'étant en fait qu'une conséquence des déformations.

Dans ses applications au béton armé en particulier, la notion de contrainte s'avère parfois dangereuse.

Prenons un exemple très simple, soit une série de planchers A, B, C, reliés par des poteaux 1, 2, 3, (fig. 9).

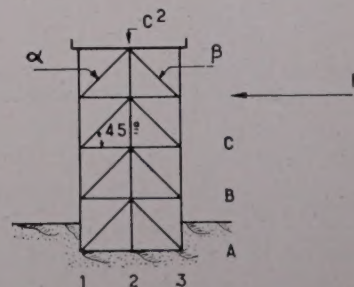


FIG. 9. — Coupe dans un immeuble

Admettons, ce qui est une bonne méthode, que la résistance aux efforts du vent ait été assurée par des diagonales α , β . Soit F l'effort horizontal produit par le vent.

L'éducation « contrainte » de l'ingénieur lui fera dire : « je partage la force F en deux. La barre α sera comprimée par une force $\frac{F}{2}\sqrt{2}$ la barre β subira une traction $\frac{F}{2}\sqrt{2}$ et sera armée en conséquence.

Admettons que cet ingénieur se soit imposé les bases suivantes :

$$\begin{aligned} \text{dans la barre } \alpha : R_b &= 72 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{« } \beta : R_t &= 1\,440 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Longueur de α et $\beta = 5$ m.

Il en déduira la section du béton et des aciers et considérera son calcul comme correct.

Or, si ce calcul était exact, la barre α , comprimée par la force $\frac{F}{2}\sqrt{2}$ sur une longueur de 5,00 se raccourcirait de :

$$\xi_1 = \frac{72}{300\,000} \times 5 = 1,2 \text{ mm.}$$

Pour simplifier le calcul admettons que $L = H$ (fig. 10), x sera très sensiblement égal à $\xi_1\sqrt{2}$. Le déplacement horizontal du sommet du poteau atteindrait :

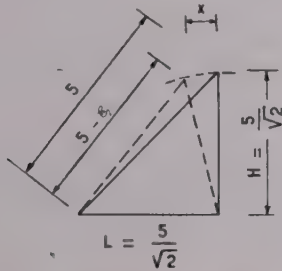


FIG. 10. — Déplacement de la tête du poteau

$$x = \xi_1\sqrt{2} = 1,7 \text{ mm.}$$

Dans les mêmes conditions la barre β , dont l'acier est tendu à $1\,440 \text{ kg/cm}^2$, s'allongerait de :

$$\xi_2 = \frac{1\,440}{2\,100\,000} \times 5 = 3,5 \text{ mm.}$$

Le sommet devrait pour cela se déplacer de :

$$x = \xi_2\sqrt{2} = 5,25 \text{ mm.}$$

Comme le sommet du poteau ne peut se déplacer simultanément de 1,7 mm et 5,25 mm, c'est l'égalité des déformations qui conditionnera la répartition des efforts. La barre α prendra 0,75 et la barre β 0,25 de l'effort $F\sqrt{2}$ ce qui donnera bien 2,6 mm de déformation dans les deux cas. Conséquence grave, la moitié des aciers de la barre β deviendra inutile et le béton de la barre α travaillera à 110 kg/cm^2 et non à 72 kg/cm^2 .

Constatons maintenant que pour combattre la notion de contrainte, nous venons de nous appuyer sur un calcul élastique dont nous avons énoncé plus haut les erreurs.

Cependant, dans notre exemple, les diagonales ne subissent que des contraintes dues au vent. Ces contraintes calculées sont donc réalisées peu souvent et ne donnent guère lieu à fluage.

A titre documentaire, notons que, dans l'hypothèse d'un effort permanent, le fluage du béton comprimé déchargerait celui-ci au détriment des aciers tendus. Avec une déformation différée égale à la déformation instantanée la répartition des efforts serait :

$$\begin{aligned} \text{Barre } \alpha &= 60 \% \\ \text{Barre } \beta &= 40 \% \end{aligned} \text{ de } F\sqrt{2}.$$

La nature, bonne mère, réparerait partiellement l'erreur de l'ingénieur, mais, partiellement seulement, puisqu'il subsisterait 20 % d'erreurs au moins.

3° Calcul des déformations.

Si l'on s'en tient aux méthodes usuelles, la flèche d'une pièce en béton armé sera définie par une formule dans laquelle entre l'inertie de la pièce.

Dans les applications de béton armé, cette inertie se détermine en fonction d'une section comportant du béton fissuré, donc ne comprenant que béton comprimé et aciers tendus.

Or la position de la fibre neutre et l'inertie de la pièce, ne dépendent que des sections et du module d'équivalence, c'est-à-dire des coefficients d'élasticité. Le coefficient d'élasticité du béton traduit la qualité de celui-ci, puisque ces deux valeurs sont reliées. L'influence de la qualité de l'acier apparaît moins directement dans la formule. Le coefficient d'élasticité de l'acier étant sensiblement constant quelle qu'en soit la qualité.

En fait, seule la diminution de la section ω traduit l'augmentation du taux de travail et réagit ainsi sur la valeur de l'inertie.

Il suffit de chiffrer cette variation de l'inertie dans quelques exemples pour voir qu'elle ne traduit pas parfaitement l'augmentation de la contrainte.

Nous avons vérifié récemment ce point de vue par des essais sur des panneaux de plancher préfabriqués identiques deux à deux, mais armés les uns avec de l'acier doux, les autres avec de l'acier mi-dur.

Les résultats furent les suivants :

	RAPPORT DES TAUX DE TRAVAIL	RAPPORT DES FLÈCHES	DIFFÉR.
Panneaux 1 et 2 H = 30 cm	1,39	1,23	— 13 %
Panneaux 3 et 4 H = 25 cm	1,54	1,43	— 8 %

Il semble que l'on puisse déduire de ces essais que la flèche croît un peu moins vite que le taux de travail.

L'explication de cette anomalie est d'ailleurs très simple. Au milieu de la portée, la section étant fissurée, il n'y a effectivement en présence que le béton comprimé et l'acier tendu. Par contre, vers les appuis le taux de traction du béton diminue et nous aboutissons progressivement à une section non fissurée. Dans cette zone le béton participe à l'inertie. La flèche, qui n'est que l'intégrale de toutes les déformations, traduit cette considération et augmente moins vite que le taux de travail des aciers.

4^o Hypothèses de calcul propres à une étude particulière.

Toute construction constitue un ensemble complexe pour lequel l'application des méthodes de calculs nécessite des hypothèses simplificatrices.

Le projeteur ne devra jamais oublier qu'une hypothèse n'est admissible que si elle modifie peu la réalité.

Citons quelques exemples d'hypothèses abusives que nous avons rencontrées ces derniers temps :

VOÛTE

La voûte d'une grande galerie souterraine était prévue en béton armé. Le projeteur ayant calculé avec toutes les approximations nécessaires les réactions du terrain sur la voûte, calculait celle-ci comme un arc soumis à ces charges. Le terrain constitué par une marne compacte était assez rigide. A toute déformation de l'arc telle que A, la marne aurait répondu par une butée F retardant la déformation.



FIG. 11

Finalement un tel arc pourrait rompre, à la rigueur, sous une compression excessive due à l'effort normal; mais sûrement pas par une déformation introduite par les moments. L'hypothèse de liberté de l'arc était abusive.

CONTINUITÉ

Des poutres de pont roulant étaient constituées par une série de poutres continues reposant sur des poteaux. Ces poteaux faisant partie d'une façade industrielle, comportant une série de lisses horizontales, l'ensemble se présentait selon le schéma de la figure 12.

Il est certain que les poteaux raidis par toutes les lisses ne permettent pas de considérer les poutres comme indépendantes des poteaux. La poutre continue, sur rouleaux, envisagée dans les calculs, n'avait plus de rapport avec la réalité.



FIG. 12

ERREUR DE CONCEPTION

Dans un immeuble raidi par des planchers, le projeteur avait calculé les poteaux de joint sous une poussée de vent s'exerçant sur une demi-travée et les poteaux courants sous une poussée s'exerçant sur une travée complète. En réalité, le plancher, qui se comporte comme une poutre horizontale d'inertie infinie, imposera l'égalité des déformations. Les poteaux recevront des efforts au prorata de leurs inerties.

ERREUR DE CONSTRUCTION

Tant que le calcul commet des erreurs mais ne contribue pas à diminuer la qualité de l'ouvrage lui-même il n'y a que faute vénielle.

La faute devient grave quand le calculateur modifie l'ouvrage et, afin de le rendre conforme à ses hypothèses, en diminue ainsi les qualités de base sans s'en rendre compte.

Relevons, comme erreur classique, les coupures effectuées dans un ouvrage dans l'unique but de le rendre plus facilement calculable ou plus conforme aux hypothèses du calcul. La perte d'hyperstaticité s'accompagne d'une forte baisse de la sécurité réelle puisque les phénomènes d'adaptation ne peuvent plus jouer.

Remplacer un arc encastré par un arc à trois articulations pour l'exclusive raison d'une simplification de calcul, se traduira par une nette diminution de la sécurité.

Si d'autres raisons motivent cette transformation il ne faudra pas oublier de penser quand même à cette considération.

D — INFLUENCE DU RETRAIT

Le retrait, qui raccourcit le béton, tend à provoquer ainsi une mise en compression des aciers.

Il sera commode, dans les calculs, de considérer que les barres d'acier sont soumises à une précontrainte négative.

Enfin les aciers, qui gênent le retrait, conduisent à une diminution du retrait apparent. Nous mettrons en évidence ce retrait apparent en l'exprimant en fonction du retrait réel.

1^o Effet du retrait dans une pièce présentant un centre de symétrie.

Soit une pièce en béton de section ω_b armée d'une barre de section ω_a . On a $\omega_b + \omega_a = S$ (fig. 13).

Avant fissuration l'équilibre sera toujours facile à écrire.



FIG. 13

Adoptons les notations suivantes :

ρ = retrait réel du béton

ρ' = retrait apparent du complexe béton-acier.

L'égalité des forces nous donnera alors :

$$(\omega_b - \omega_a) (\rho - \rho') E_b = \omega_a \rho' E_a.$$

On en tire, en désignant par σ le pourcentage $\frac{\omega_a}{\omega_b}$:

$$\rho' = \rho \frac{1}{\left(\frac{m\sigma}{1-\sigma}\right) - 1} \neq \rho \frac{1}{1 - m\sigma}.$$

Cette formule montre nettement que le retrait apparent est d'autant plus faible que le pourcentage d'acier est plus élevé.

Les contraintes n'_b (traction) et n'_a (compression) ont donc les valeurs suivantes :

$$n'_b = E_b (\rho - \rho') \quad \text{et} \quad n'_a = E_a \rho'.$$

Soit :

$$n'_b = \rho E_b \frac{m\sigma}{m\sigma - 1} \quad n'_a = \rho E_a \frac{1}{m\sigma - 1}.$$

L'ordre de grandeur des contraintes ainsi créées est utile à connaître en raison des perturbations que ces contraintes de retrait peuvent apporter au calcul.

Soit :

$$\begin{aligned} E_a &= 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ E_b &= 150\,000 \text{ —} \\ \sigma &= 1 \% \text{ —} \\ \rho &= 3 \times 10^{-4}, \quad m = 10 \end{aligned}$$

on trouve :

$$n'_b = 4,05 \text{ kg/cm}^2 \quad n'_a = 570 \text{ kg/cm}^2.$$

Ainsi donc, un poteau en béton armé, par exemple, comporterait avant toute charge une contrainte de 600 kg/cm² dans ses aciers. Sous pleine charge avec $R_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ et $m = 15$, le taux s'élèvera dans ces conditions à 2 050 kg/cm².

2° Effet du retrait dans une pièce dont les aciers sont excentrés.

Reprenons la même pièce en béton de section ω_b armée d'une barre de section ω_a . Mais admettons cette fois que l'acier présente une excentricité e par rapport au centre de gravité de la section de béton.

Adoptons les notations suivantes

$$\sigma = \frac{\omega_a}{\omega_b}$$

$$r^2 = \frac{I}{\omega_b}$$

I_b = moment d'inertie du béton seul

I = moment d'inertie total

e = distance du centre de gravité des aciers au centre de gravité du béton

e_1 = distance du centre de gravité des aciers au centre de gravité général.

Nous obtiendrons :

$$I = I_b \left(\frac{1 + \sigma m \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)}{1 + \sigma m} \right)$$

$$\rho' = \rho \left(\frac{1 + \sigma m \frac{e^2}{r^2}}{1 + m\sigma + m\sigma \frac{e^2}{r^2}} \right).$$

L'emploi des formules usuelles de la flexion composée nous donnera facilement les contraintes au niveau de l'acier. On en déduira la force N sollicitant la barre soit :

$$N = \rho \left(\frac{E_a \omega_a}{1 + \sigma m \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)} \right).$$

Le moment sollicitant la section étant alors égal à $N e_1$, on peut calculer les contraintes en tous points avec la formule usuelle :

$$n = \frac{N}{\omega_b} \pm \frac{M}{I/v}.$$

Là aussi, nous croyons utile, pour en fixer l'ordre de grandeur, de calculer les contraintes produites dans une poutre posée sur deux appuis et armée d'une barre droite.

Afin de contrôler nos calculs et de pouvoir ainsi montrer la réalité de ces vues théoriques, nous appliquerons ces formules à une poutre qui fut essayée par M. BRICE lors de ses essais sur l'adhérence.

Cette poutre de 16 cm de hauteur et de 7 cm de large comportait un acier creux dont la section réelle était de 1,37 cm², acier situé à 5 cm du centre de gravité.

Des jauges électriques, placées dans le creux central de l'acier, permirent la mesure des contraintes de compression subie par l'acier lors du retrait.

Le diagramme de ces contraintes⁽¹⁾ montre une tendance asymptotique pour une contrainte de l'ordre de 520 kg/cm².

Si l'on considère que la poutre, de petite section, fut coulée avec un béton de gravier de 5 mm, le retrait normal doit être de l'ordre de 3,5/10 000.

Avec un tel retrait, la formule indiquée plus haut donnerait une contrainte de 540 kg/cm², très voisine de la contrainte de 520 kg/cm² trouvée expérimentalement.

Le moment sollicitant atteignait alors 31 kgm pour une section dont le moment résistant normal était de l'ordre de 100 kgm environ.

3° Effets du retrait dans une poutre continue.

Les formules générales se révélant peu faciles à manier, nous allons effectuer notre « calcul-exemple » sur une poutre continue déterminée dont la figure 14 donne les caractéristiques.

L'application à cette poutre des formules données plus haut ne présente pas de complication. Il suffira de considérer la poutre comme libérée de son appui central

⁽¹⁾ Ancrage des barres droites dans le béton. Liaison du béton et du métal par L.-P. BRICE. *Ann. I. T. B. T. P.* Béton. Béton armé (7); mai 1949.

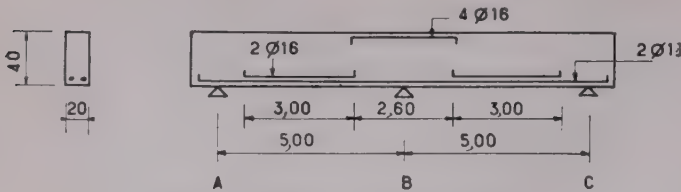


FIG. 14. — Poutre soumise au retrait

et d'appliquer, sur cet appui, une force de rappel qui annule la flèche.

On en déduit, avec un peu de patience, le diagramme des moments que donne la figure 15. Certes, un tel calcul est fort imparfait, puisqu'il suppose instantanée la mise en charge de la barre dès son extrémité, sans faire intervenir la longueur de scellement. Tel quel, il nous fournit un ordre de grandeur.

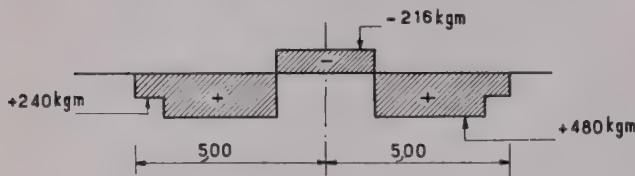


FIG. 15. — Moments dans la poutre soumise au retrait

Le moment en travée qui avait servi à dimensionner la poutre étant de 3 500 kgm, on voit que le moment est augmenté de 14 % environ en travée.

Une traction F variant selon les arrêts de barre s'ajoute à cet effet. On en déduit les contraintes pour le retrait seul (fig. 16).

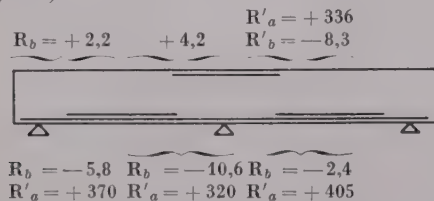


FIG. 16. — Contraintes dans la poutre soumise au retrait

4° Retrait différentiel.

De nombreuses causes perturbent la répartition normale des effets du retrait.

La rigidité excessive d'un coffrage conduit souvent à une fissuration du béton dans les premiers jours de séchage. Le gonflement des bois, non humidifiés au préalable, également.

Passé le moment du décoffrage, d'autres influences, telles que les effets de vitesse différents de retrait dans des pièces d'inégale épaisseur, s'imposent à leur tour.

En effet, dans la pratique du béton armé, les éléments d'un même ouvrage présentent entre eux des différences importantes de section. Le retrait n'est pas alors homogène; sa vitesse est d'autant plus grande que la pièce est mince. De ce fait le retrait plus grand des pièces minces met en traction celles-ci et en compression les pièces plus épaisses.

Examinons la section ci-dessous, assez courante dans les ouvrages en béton précontraint (fig. 17).

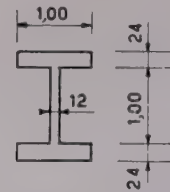


FIG. 17. — Section transversale d'une poutre en béton précontraint

La vitesse de retrait dans l'âme sera très supérieure à celle des tables.

Admettons un retrait Δ dans les tables et $\alpha\Delta$ dans l'âme. La différence de retrait entre table et âme sera alors $(1 - \alpha)\Delta$.

Nous avons :

- surface âme = 1 200 cm²
- surface tables = 2 × 2 400 cm².

L'équilibre des forces donnera :

$$1\,200\,n'_b = 4\,800\,n_b.$$

L'égalité des déplacements donnera à son tour :

$$(1 - \alpha)\Delta - \frac{n'_b}{E_b} = \frac{n_b}{E_b}.$$

On en tire :

$$n'_b = \frac{4}{5}(1 - \alpha)\Delta E_b.$$

Admettons : $E_b = 200\,000$ kg/cm²

$$\Delta = 3/10\,000$$

et nous aurons alors :

$$n'_b = 48(1 - \alpha).$$

Pour une valeur du retrait dans l'âme égale au $\frac{1}{2}$ de celle des tables la traction R'_b s'élèvera à :

$$n'_b = -24 \text{ kg/cm}^2.$$

Soyons modéré, n'admettons que 25 % de différence nous avons encore :

$$n'_b = -12 \text{ kg/cm}^2.$$

Admettons sur appuis une compression de précontrainte de l'ordre de 28 kg/cm² et un cisaillement de 8 kg/cm² (ces deux valeurs étant d'un ordre de grandeur normal pour une telle pièce).

L'ancienne règle française, qui demeure encore seule exigée dans certains pays, aurait conduit le calculateur consciencieux à utiliser la formule tirée du cercle de Mohr et en déduire la contrainte principale de traction :

$$\theta = \frac{28}{2} - \sqrt{\left(\frac{28}{2}\right)^2 + 8^2} = 2,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Devant cette faible contrainte les étriers ne seront pas prévus.

Or, le même calcul établi avec la compression restante, après soustraction de la contrainte de traction du retrait, aurait donné :

Premier cas : retrait différentiel maximum

$$\theta \neq - 8 \text{ kg/cm}^2.$$

Deuxième cas : retrait différentiel minimum

$$\theta \neq - 3,3 \text{ kg/cm}^2.$$

L'application des règles de la circulaire française d'octobre 1953 eut donné :

$$n = 28 \quad t = 8$$

soit $\frac{n}{t} > 3,2$ condition jugée satisfaisante.

Notons pour être objectif :

Le retrait différentiel verra ses efforts corrigés à leur tour par le fluage de la table (comprimée sous charge) qui tend à réduire l'importance de la différence.

La nature détruit ici la sécurité des calculs.

E — VARIATION DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ

1° Généralités.

Calculer une construction revient à déterminer les charges et surcharges auxquelles celle-ci est soumise, puis à appliquer à celles-ci un coefficient de majoration pour pallier l'imprécision de leur évaluation.

La construction étant réalisée au moyen de matériaux plus ou moins bien connus, on appliquera également un coefficient de majoration aux contraintes calculées.

Enfin les calculs, eux-mêmes imprécis, doivent faire l'objet d'une majoration.

Finalement le coefficient de sécurité se décomposera en cinq coefficients élémentaires :

- C_1 — Imprécision des calculs
- C_2 — de la qualité des matériaux
- C_3 — de l'évaluation des poids morts
- C_4 — de l'évaluation des surcharges
- C_5 — Sécurité pour une majoration accidentelle des surcharges.

Pour une commodité de langage et de raisonnement, groupons les coefficients de sécurité.

Écrivons :

(1) charge rupture = α poids mort + β surcharges.

Le coefficient α comprendra les termes $C_3 - C_2 - C_1$;

Le coefficient β comprendra les termes $C_1 - C_2 - C_4 - C_5$;

Le coefficient β qui comprend davantage de termes sera donc plus élevé.

On admet assez souvent que le coefficient α pourrait être de l'ordre de 1,5.

2° Sécurité en fonction du rapport p/s .

Comparons maintenant la méthode usuelle qui consiste à définir le coefficient de sécurité C , en écrivant :

(2) charge de rupture = $C(p + s)$.

En égalant les formules 1 et 2, en prenant $C = 3$, $\alpha = 1,50$ et en exprimant le résultat en fonction du rapport s/p , il vient (β étant le coefficient de sécurité appliqué aux surcharges) :

$$\beta = 3 + 1,5 \frac{p}{s}.$$

D'où il résulte, qu'une dalle de pont dont le rapport p/s est de l'ordre de 1/3, présentera un coefficient de sécurité aux surcharges

$$\beta = 3,5.$$

Mais la poutre principale de rapport $\frac{p}{s} = 1$ environ, présentera un coefficient de sécurité :

$$\beta = 4,5.$$

Or, la dalle de pont recevra sûrement quelquefois la charge concentrée des deux roues de 10 t, pour laquelle elle fut calculée; il est, par contre, fort peu probable que la poutre principale reçoive, autrement que le jour des essais, la longue file jointive de gros camions, nécessaires pour réaliser l'hypothèse de calcul.

En toute logique nous avons :

- soit excès de matière sur la poutre principale;
- soit insuffisance sur la dalle.

De même, dans un bâtiment, la poutrelle présentera un coefficient de sécurité plus faible que la poutre et celle-ci plus faible que le poteau. Là aussi la probabilité de charge est pourtant inverse de l'augmentation du coefficient de sécurité.

3° Sécurité des constructions.

Les considérations que nous venons d'énoncer présentent une autre conséquence.

Quand on compare deux solutions — qui paraissent équivalentes comme prix — la sécurité sera en faveur de la construction lourde par rapport à la construction légère.

4° Sécurité des matériaux.

Effectuons p essais sur un matériau — et prenons, à titre d'exemple, les essais effectués par M. VIRONNAUD pour le contrôle des qualités statistiques du béton dans le bâtiment.

Ces 90 essais présentent les caractéristiques suivantes

- moyenne : 240 kg/cm²;
- valeurs extrêmes : 170 et 330 kg/cm².

Il paraît bien difficile après cela de parler de « la résistance du béton à la compression ».

Il est bien connu d'ailleurs de nos jours, depuis la publication des théories probabilistes de MM. PROT et R. LÉVI, que cette résistance à la compression n'est déterminée qu'en fonction d'un calcul de probabilité.

Si nous effectuons, en effet, une série d'essais sur un matériau, nous retrouverons la courbe classique de Gauss.

Nous en déduisons la moyenne et l'écart quadratique moyen.

En utilisant les théories probabilistes précitées nous pourrions alors évaluer les risques de ruine et la sécurité.

Mais examinons dans quelle mesure les chiffres trouvés dans ces essais reflètent la réalité.

Soit un matériau dont un nombre infini d'essais aurait permis de connaître avec précision la dispersion. Traçons la courbe de Gauss de ce matériau et appelons :

M' la moyenne;

Q' l'écart quadratique moyen.

Considérons maintenant un expérimentateur qui, ne pouvant effectuer un nombre infini d'essais, devra se borner à effectuer p essais de ce matériau.

Des résultats de ces p essais, l'expérimentateur déduira un écart quadratique Q et une moyenne M .

Plus le nombre d'essais p sera élevé, plus les valeurs Q , Q' d'une part et M , M' d'autre part, seront proches.

Admettons, par ailleurs, que cet expérimentateur désire connaître les caractéristiques M' Q' et qu'il s'impose 99 % de probabilités de succès dans sa prévision, à partir de p essais, des caractéristiques réelles de la population mère.

Considérons maintenant six essais en possession de l'expérimentateur.

Supposons que le résultat moyen de ces six essais soit de 300 kg/cm² et que l'écart quadratique moyen soit de 50 kg/cm², chiffres tout à fait normaux.

Notre opérateur pourra dire, en utilisant les tables de M. Maurice DUMAS, chiffrées par M. PROT, que la moyenne M' de la population mère ne descendra pas au-dessous de 215 kg/cm² et ne s'élèvera pas à plus de 395 kg/cm².

Si l'on considère qu'il n'est pas très fréquent de prélever plus de six échantillons pour un même plancher ou une même poutre de pont, nous ne pouvons qu'admirer l'imprécision de notre connaissance de la valeur réelle du béton à partir de quelques essais.

Supposons maintenant que cet ingénieur étudie ou contrôle 25 chantiers par an; depuis son début de carrière à vingt-cinq ans jusqu'à sa retraite à soixante-cinq ans, il aura donc participé à 1 000 chantiers.

Le calcul des probabilités nous apprend qu'il y a une chance sur 1 000 d'obtenir à partir des six essais une moyenne $M' = 300 - 3 \times 50 = 150$ kg/cm².

Notre ingénieur aura donc une quasi-certitude de rencontrer dans sa carrière un chantier dont la résistance moyenne réelle du béton ne sera que de 150 kg/cm² alors que ses six essais lui donneront 300 kg/cm².

Notons, qu'à partir de ce chiffre moyen, la dispersion va jouer. Le chantier intéressé présentera donc des poutres dont le béton ne permettra qu'un taux de rupture de 100 à 120 kg/cm².

De telles probabilités méritent que l'on y pense.

5° Sécurité opérationnelle.

La généralisation des techniques de précontrainte a rendu très fréquentes les opérations de mise en tension des aciers.

Dès l'origine, les opérateurs constatèrent des variations assez importantes des allongements obtenus sur chantiers.

En dehors des imperfections des calculs actuels et de la connaissance approximative des divers coefficients de frottement, nous avons pensé que ces variations étaient justifiables d'une loi gaussienne. Nous avons dépouillé ces derniers temps 2 700 résultats de tension pour nous permettre de vérifier notre hypothèse d'une répartition des allongements selon une loi gaussienne.

Les résultats sont, non seulement concluants, mais révèlent une variation relativement faible de l'écart quadratique moyen ainsi que nous le montrerons dans quelques instants.

Rappelons, à ce sujet, qu'il n'est pas nécessaire qu'une dispersion soit la conséquence de plusieurs causes pour qu'elle admette une loi de Gauss.

Nous avons procédé à l'établissement des courbes de dispersion pour divers chantiers en prenant bien soin de ne comparer que des câbles identiques. Un assez grand nombre de poutres identiques est donc nécessaire pour disposer d'un nombre suffisant de câbles semblables.

Nous donnons ci-dessous, à titre d'exemple (fig. 18), une courbe obtenue avec 31 mises en tension de câbles identiques.

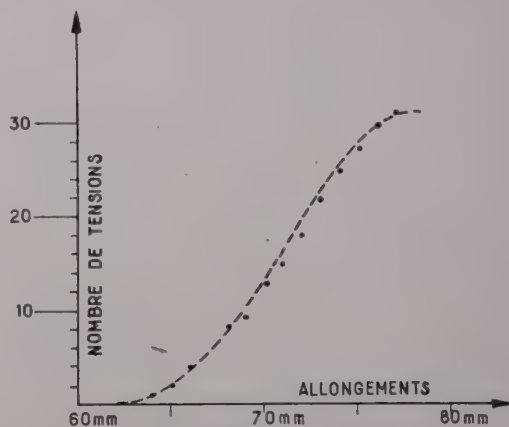


FIG. 18. — Dispersion lors d'une mise en tension

La dispersion suit nettement une loi de Laplace-Gauss.

Des 31 résultats ci-dessus, nous déduisons les caractéristiques suivantes :

— Moyenne = 71,2 mm;

— Écart quadratique moyen relatif = 5 %.

À titre indicatif, constatons que nous avons, avec ces caractéristiques, une chance sur 100 d'obtenir des allongements de 63 mm.

Le chantier comportant 212 poutres présentait donc une quasi-certitude de révéler des allongements de l'ordre de 60 mm.

La précontrainte réalisée n'atteint alors que 84 % des prévisions du calcul.

Il faut insister sur les conséquences de la loi des probabilités appliquées aux mises en tension. Trop d'ingénieurs s'attendent à trouver à chaque câble un résultat conforme à leur calcul.

Parfois même, voudrait-on prendre un câble et vérifier sur celui-ci le calcul. Une telle vérification n'a aucune valeur scientifique.

Une seule vérification est possible : elle consiste à effectuer la somme de nombreux résultats. (au moins plusieurs dizaines) la moyenne de ces essais doit alors refléter sensiblement le calcul.

Notons aussi l'importance capitale d'une grande homogénéité dans la qualité de réalisation du câblage.

Si le chantier précité avait présenté une homogénéité moins grande, l'écart quadratique eût été plus élevé.

A titre indicatif, avec 10 % d'écart type, il y avait une chance sur 100 d'obtenir un allongement de 55 mm (soit 77 % du calcul) contre 63 mm pour un écart de 5 %.

En ce qui nous concerne, nous avons pris l'habitude de juger les chefs de chantier en fonction inverse de leur écart quadratique moyen. Nous avons d'ailleurs constaté que, pour un même chef de chantier, cet écart varie peu, mais qu'il présente des variations considérables d'une

entreprise à l'autre (minimum obtenu dans nos contrôles 4 %, maximum 10 %) chiffres relevés, rappelons-le, sur 2 700 mises en tension.

Enfin une poutre comporte généralement N câbles; la dispersion probable pour un câble étant connue, il devient facile de calculer la probabilité p d'obtenir pour cette poutre de N câbles un pourcentage moyen M d'allongement.

En ce qui nous concerne nous proposons une probabilité p de 99 % suffisante à l'échelle humaine. Le pourcentage moyen ne devrait pas descendre dans une poutre à moins de 90 % de la valeur de calcul. Selon le nombre N plus ou moins important des câbles, ces deux valeurs sont compatibles ou non. Si le client l'exige, on peut augmenter la valeur moyenne de x %, mais il n'est pas question d'exiger du constructeur l'obtention de ce chiffre autrement.

Nous publierons, d'ici quelques mois, une étude complète de l'application du calcul des probabilités de ce problème.

Cette « théorie de la sécurité opérationnelle » comportera des tableaux permettant de prédire, dans tous les cas usuels, la probabilité p d'obtenir un allongement L .

F — ESSAI DE SYNTHÈSE DES ERREURS

a) Comparaison de valeurs trouvées et des règles B. A. 45.

Si nous reprenons les erreurs systématiques que nous avons estimées précédemment, nous pouvons établir le tableau suivant :

ERREURS	M_i APPUI	M_i TRAVÉE
Variation de E_b	— 8 %	+ 15 %
— apparente de E_a	— 6 %	+ 15 %
— du moment d'inertie...	— 12 %	+ 21 %
Effet retrait.....	— 6 %	+ 14 %
Total.....	— 32 %	+ 65 %

Mais ces diverses variations ne peuvent être cumulées librement car elles réagissent les unes sur les autres.

Avec toutes les réserves qu'il faut formuler sur un calcul qui tient compte de tous les éléments ci-dessus, on trouve sensiblement :

- M_i sur appui — 35 %;
- M_i au milieu + 65 %.

Ces pourcentages appliqués aux valeurs élastiques $\frac{pL^2}{12}$ et $\frac{pL^2}{24}$ donnent sensiblement :

$$M_i \text{ sur appui} = \frac{pL^2}{18,5} \text{ ou } 0,45 M_0;$$

$$M_i \text{ au milieu} = \frac{pL^2}{14,5} \text{ ou } 0,55 M_0.$$

Compte tenu de l'imprécision des calculs, imposons-nous la règle de la circulaire du B. A. 45 soit :

$$\varepsilon \text{ des moments appui et milieu} = 1,15 M_0.$$

Nous pourrions prendre pour base des calculs :

$$M_i \text{ sur appui} = 0,5 M_0;$$

$$M_i \text{ au milieu} = 0,65 M_0.$$

Nous retrouvons alors, très sensiblement, les coefficients des règles forfaitaires de la circulaire précitée.

b) Coefficient de sécurité.

Nous avons vu que le coefficient de sécurité doit tenir compte :

- Des erreurs de calcul;
- De la qualité des matériaux;
- De la nature de l'ouvrage;
- De la diversité des pièces lourdes ou légères.

Il semble donc, en ce qui concerne les calculs, que le coefficient de sécurité demande une étude très consciencieuse, qui essaye de tenir compte de toutes les influences perturbatrices.

Elle en tiendra compte, sinon par le calcul souvent trop complexe, mais parfois, simplement, par l'état d'esprit.

Il ne serait pas absurde alors de demander à cette étude consciencieuse un coefficient de sécurité « calcul » moins élevé qu'à l'étude insuffisante du projeteur qui reste étroitement tenu par ses calculs et, disons le mot, enfermé dans sa tour d'ivoire.

De même, puisque l'imprécision des essais de matériaux conduit à majorer notablement le coefficient de sécurité applicable aux contraintes de calcul, nous estimerions logique de voir les services de contrôle tenir un fichier des résultats d'essais par chantier et par région.

La qualité des essais, mais surtout leur régularité, puisque l'on connaît l'influence de l'écart quadratique sur la dispersion, conditionnerait un coefficient de sécurité par entreprise et par région.

Enfin, ainsi que nous l'avons vu, ce coefficient de sécurité doit varier selon la nature de l'ouvrage et selon l'importance de la pièce calculée.

Le coefficient de sécurité pourrait donc prendre la forme suivante :

$$C = A(C_1 \times C_2 \times C_3);$$

avec

C_1	=	coefficient de sécurité propre à l'étude;
C_2	=	— — — l'exécution;
C_3	=	— — — l'ouvrage.

Le terme entre parenthèses serait déterminé une fois pour toutes au début de chaque affaire.

En ce qui concerne le terme A, qui caractérise l'importance de la pièce calculée, il pourrait être forfaitaire et voisin de :

$$A = 1 \quad \left(\text{pièces légères de rapport } \frac{P}{S} \text{ voisin de } \frac{1}{3} \right)$$

$$A = 0,85 \quad \left(\text{pièces moyennes de rapport voisin de } \frac{1}{2} \right)$$

$$A = 0,75 \quad (\text{pièces lourdes de rapport voisin de } 1).$$

Il suffirait de multiplier les moments par ces coefficients pour que les calculs des sections restent simples et homogènes entre eux dans une note de calculs.

La multiplication des coefficients entre eux présente d'ailleurs divers inconvénients. Nous n'avons pas voulu proposer une solution définitive mais en donner simplement l'esprit.

G — CONCLUSIONS

Les mathématiques, outil indispensable de l'ingénieur, ne peuvent refléter que le comportement d'un matériau parfaitement élastique ou plastique.

Le béton se présente à nous comme un matériau vivant, il s'adapte aux charges, réagit dans les conditions difficiles, il reste physiquement neutre, il diminue de qualité quand une première charge lui fait dépasser une certaine fraction des contraintes de rupture.

Il semble que les calculs soient impuissants à refléter un tel esprit de lutte et d'adaptation.

Constatons d'ailleurs avec M. CAQUOT, qu'une construction parfaitement correcte du point de vue des calculs élastiques peut cependant s'écrouler comme du verre, tandis qu'un ouvrage calculé sommairement, mais avec bon sens, demeurera très sûr.

Les quelques remarques que nous avons formulées et chiffrées dans cet exposé nous permettent de recouper convenablement des formules semi-empiriques qui semblent ainsi mieux traduire la réalité profonde des condi-

tions de travail du béton que les formules tirées des habituels traités sur la question.

Quand une doctrine nécessite pour son application pratique tant de doigté, quand l'influence de l'ingénieur devient telle qu'elle conditionne parfois la valeur de l'ouvrage, peut-on donner le nom de « science » à ces méthodes?

Nous pensons, quant à nous, que la conception et le calcul des ouvrages en béton armé ressortent davantage de l'art que de la science.

Ce n'est là qu'une période provisoire. La recherche expérimentale donnera à l'ingénieur de laboratoire les éléments pour transformer cet art en science. Les mathématiques pourront alors définir complètement ce matériau dont s'empareront les machines électroniques, ces robots usuels de demain.

Nous le souhaitons; mais permettez-nous de vous le dire, nous le regretterons aussi beaucoup car, tant qu'il demeurera ce qu'il est de nos jours, le béton sera le matériau idéal de l'ingénieur; ce mot dont l'origine latine voulait dire « créer »

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je pense que je serai votre interprète en remerciant M. BARETS de son exposé, au cours duquel il a évoqué beaucoup de questions. Je crois que ce qu'il a dit, les conclusions qu'il a essayé de tirer de cet exposé, méritent quelque discussion. Certains d'entre vous ont sans doute des opinions à exprimer. Je leur donne la parole.

M. BRICE. — Un mot tout d'abord pour remercier M. BARETS d'avoir attiré l'attention des ingénieurs sur ces questions assez difficiles. On peut remarquer que votre exposé est peut-être un

peu inquiétant pour les jeunes ingénieurs. Il est évident que, lorsqu'ils ont appris de leurs professeurs l'art de calculer une construction, et qu'ils voient aujourd'hui bouleverser un peu toute la science qu'ils ont apprise, ils peuvent en ressentir une certaine crainte.

On peut tout de suite les rassurer en leur disant qu'heureusement, grâce à Dieu et grâce aux ingénieurs, les matériaux qu'on emploie sont justement ceux qui permettent un certain nombre de fantaisies, car s'ils ne les permettaient pas on ne pourrait pas les

employer. Heureusement, l'expérience des constructeurs est là pour apporter un palliatif aux erreurs de calcul.

En ce qui concerne la précision d'ensemble des calculs, je suis entièrement d'accord avec vous et, au fur et à mesure que la technique évolue, les ingénieurs sont bien obligés de se rendre compte que leurs méthodes de calcul doivent évoluer. Nous en sommes d'autant plus convaincus, qu'à l'époque actuelle, ceux qui se penchent sur l'étude des règlements songent à modifier les méthodes de calcul, et M. LEBELLE ne me contredira pas puisque lui-même a fait de nombreuses expériences sur la question.

On peut disposer les armatures à peu près comme on veut, à condition de respecter un certain nombre de règles de bon sens. En particulier, il faut réaliser des parcours de forces tels que les efforts trouvent un moyen pour se transporter depuis la charge jusqu'au point d'appui. Je crois qu'on pourrait presque faire un cours de construction en s'imposant seulement des règles de ce genre, même dans les systèmes hyperstatiques, en fixant arbitrairement, dans des limites assez étendues, la répartition des efforts, pourvu que les règles de l'équilibre des forces soient respectées.

Je dois aussi déclarer maintenant qu'il est intéressant de soulever quelquefois des questions telles que celles que vous avez choisies. Cela oblige les ingénieurs à repenser aux problèmes de la construction. Certaines règles, bonnes à une certaine époque, deviennent mauvaises quand les qualités des matériaux, en particulier, ont évolué.

Je veux attirer l'attention sur le fait suivant.

Très fréquemment les maîtres d'œuvre, les auteurs de Cahiers de charges ou de règlements, indiquent que l'on doit employer des matériaux de telle qualité. Très souvent, on pense qu'en utilisant la meilleure qualité de matériaux (par conséquent, en ce qui concerne le mortier ou le ciment, la meilleure résistance) on aura en même temps la meilleure construction. C'est absolument faux, parce que, malheureusement, en même temps que les ciments ou le béton augmentent de résistance, d'autres propriétés varient, en particulier leur retrait augmente. Or, il a fallu l'expérience des ciments d'après guerre et du dosage de certains d'entre eux, pour pousser à l'extrême ce défaut et pour mettre en évidence que l'augmentation de résistance n'est pas toujours avantageuse.

En d'autres cas, par exemple lorsqu'on fait une maçonnerie de briques, il est certainement bien meilleur d'utiliser un mortier de qualité je ne dirai pas médiocre, mais strictement suffisant. De cette façon, si des mouvements quelconques se produisent par retrait ou tassement, les joints de briques se déplacent les uns par rapport aux autres par mouvement du mortier sans entraîner la fissure des briques qui, dans le cas d'un mur constitué de maçonnerie et d'excellent mortier, se brisent suivant une ligne continue de fâcheux aspect.

C'est aussi le fait des constructions en acier.

Lorsqu'on utilise des aciers dont la limite élastique est trop grande, on peut avoir de graves incidents en ce qui concerne la soudure.

Par conséquent, actuellement, le problème est donc non pas seulement d'imposer un minimum à certaines qualités, mais en même temps d'imposer un maximum de ces qualités.

M. BARETS. — Il faut également regarder de près les écarts de qualité. Il est certain que si l'on recherche sur un chantier médiocrement outillé une qualité trop forte des bétons, on ne l'obtiendra que par un effort permanent du chef de chantier. Des écarts importants de qualité sont alors à craindre, la défaillance humaine étant prévisible.

M. BRICE. — Il vaut beaucoup mieux utiliser un béton médiocre, mais avec un écart faible, qu'un béton qui sera alternativement excellent ou très mauvais.

M. LOSSIER. — L'exposé de M. BARETS et les observations de M. BRICE sont en plein accord avec mes vues personnelles.

Si j'apprécie, au point de vue académique, les théories mathématiquement rigoureuses, je n'en prise pas moins les méthodes de calcul qui conduisent, sous une forme simple et brève, à des résultats pratiquement satisfaisants.

En matière de béton armé, il n'y a pas identité entre la théorie et la réalité. Certaines conceptions purement théoriques, qui ne tiennent pas suffisamment compte des propriétés particulières du matériau vivant qu'est le béton armé, conduisent parfois leurs partisans à jouer le rôle, peut-être séduisant, mais dangereux, d'apprentis sorciers.

Au début du béton armé, se situe l'ère de l'intuition, qu'illustra surtout HENNEBIQUE. Ce n'était pas un calculateur. La méthode de calcul qui porte son nom, et dans laquelle les composantes de flexion sont inégales, est théoriquement hérétique pour cette raison. Et pourtant, grâce au discernement et au bon sens avec lesquels HENNEBIQUE l'appliquait, elle n'a jamais conduit, par elle-même, à des mécomptes qui lui soient imputables.

Son pont de Risorgimento, ouvrage très surbaissé de 100 m de portée, construit en 1910, auquel plusieurs théoriciens, alors orthodoxes, avaient prédit une fin rapide et inévitable, a survécu à ses accusateurs. A l'ère de l'intuition succéda bientôt celle des *théoriciens* qui, formés à l'école de la construction métallique, connaissant mal le retrait et ignorant, comme chacun alors, le fluage et les possibilités d'adaptation du béton armé, condamnèrent les arcs hyperstatiques surbaissés, les poutres à continuité partielle, etc...

Dans plus d'un cas, leur action eut pour résultat un retour en arrière au lieu d'un progrès.

Si les règlements sont aptes à éviter les erreurs graves des techniciens de la pratique courante, ils doivent, par ailleurs, ne pas s'opposer aux initiatives des constructeurs d'avant-garde, qui sont les véritables créateurs du progrès. La circulaire française de 1906, due au génie de CONSIDERE, est un modèle du genre.

Après l'ère des théoriciens, et même simultanément, vint celle des *novateurs*. Les expériences de MM. FREYSSINET et FABER sur le fluage permirent d'escompter les phénomènes d'adaptation, mis également en lumière par M. CAQUOT, ce qui eut pour résultat de se rapprocher des conceptions constructives de l'ère de l'intuition et de revenir aux arcs hyperstatiques, aux poutres à continuité partielle et à d'autres dispositifs favorables au béton armé.

Nos recherches actuelles, et notamment celles de MM. CHAMBAUD et LEBELLE, nous permettront sans doute de serrer de plus en plus près le problème de la résistance des éléments en béton armé. Mais, il restera toujours une marge d'incertitude provenant des caractéristiques de ce matériau vivant, ce qui rend illusoire les théories poussées au-delà de la réalité.

Les calculs de résistance ne sont pas un but, mais un simple élément d'appréciation, dont la clarté et la simplicité relative sont des qualités d'ordre pratique.

Enfin, je suis pleinement d'accord avec MM. BARETS et BRICE en ce qui concerne la qualité des ciments à utiliser dans le béton armé.

Si des résistances à la compression très élevées ne sont que rarement nécessaires, la fragilité et l'excès de retrait constituent *toujours* des éléments défavorables.

Personnellement, je ne fais procéder à des essais sur cubes que parce que nos règlements s'y réfèrent pour fixer les limites de résistance à admettre pour le calcul du béton comprimé.

Mais par la suite, je me borne à des essais à la traction par flexion — une bonne résistance à la traction correspondant toujours à une bonne résistance à la compression (conclusion qui n'est pas réversible) — et à des mesures de retrait avec, au besoin, des observations d'échauffement.

Je n'envisage l'utilisation de superciments à durcissement rapide que dans des cas exceptionnels.

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. LOSSIER de son intervention.

M. BRICE a fait allusion tout à l'heure à un moyen que l'on est bien obligé de prendre lorsqu'on se trouve en face de poutres un peu exceptionnelles ou d'éléments massifs comme des semelles de fondation. Ce moyen consiste à imaginer un trajet possible entre les charges et leurs appuis, et je crois qu'effectivement, au moins dans le cas des semelles de fondation, ce moyen est à peu près le seul que nous ayons à notre disposition.

Des expériences avaient été faites, en 1934, par le *Bureau Securitas* et l'*Institut technique*, qui venait alors d'être créé, sur les semelles reposant sur le sol. Ces résultats avaient montré que la méthode qui consiste à imaginer des bielles à l'intérieur des semelles, n'était pas mauvaise. Le coefficient de sécurité à la rupture que l'on obtenait dans certaines conditions d'essais, et avec un nombre d'essais malheureusement réduit, était tout de même assez peu variable.

Il restait évidemment pas mal de travail à faire, en particulier aucune expérience n'avait été faite à ce moment-là en ce qui touche les semelles sur pieux. Or, la reconstruction des régions sinistrées, en particulier en Normandie — je parle surtout de Rouen et du Havre — nécessitait l'utilisation d'un très grand nombre de pieux de fondation et comme il s'agit presque toujours d'immeubles à ossature, nous avons pensé qu'il était bon de voir comment se comportent les semelles coiffant un groupe de deux, trois ou quatre pieux aux épreuves de chargement à outrance.

M. BLÉVOT a entrepris un nombre d'essais important et je crois pouvoir dire que le résultat est à peu près le même que celui que nous avons obtenu en 1934 pour les semelles reposant sur le terrain, c'est-à-dire que, quand on emploie cette méthode des bielles, on arrive à une certaine charge admissible fonction de la contrainte permise et à une certaine charge de rupture si l'on introduit dans le calcul non pas la contrainte admissible de l'acier mais sa limite élastique.

Je crois que toutes les charges de rupture observées par M. BLÉVOT sont un peu supérieures aux charges calculées.

M. BLÉVOT. — Oui, jusqu'à maintenant les charges de rupture observées sont supérieures à celles calculées par la méthode des bielles, en admettant pour l'acier une contrainte égale à la limite élastique. En moyenne, on a des coefficients de sécurité de l'ordre de 2 par rapport aux charges correspondant à une contrainte de l'acier égale à la contrainte admissible et de l'ordre de 1,2 par rapport aux charges correspondant à une contrainte de l'acier égale à la limite élastique.

M. BARETS. — Quel était l'acier? Doux ou Tor?

M. BLÉVOT. — Les essais ont porté à la fois sur des semelles avec armatures en acier doux et sur des semelles avec des barres Tor.

M. BARETS. — Y avait-il homogénéité dans les coefficients?

M. BLÉVOT. — Oui, en général.

La première conclusion que je suis en mesure de donner est que les différentes dispositions d'armatures *logiques* font apparaître à la rupture des coefficients de sécurité voisins.

Par exemple, pour les semelles sur quatre pieux, les essais ont porté sur les dispositions d'armatures suivantes :

- 1° Armatures disposées suivant les quatre côtés du carré dont les sommets coïncident avec le tracé des axes des pieux;
- 2° Armatures disposées suivant les deux diagonales du même carré;
- 3° Armatures disposées par moitié suivant les quatre côtés et les deux diagonales du carré;
- 4° Armatures en cerces;
- 5° Armatures disposées suivant un quadrillage uniforme.

Dans les cinq cas, le poids total des armatures était très approximativement le même.

Les quatre premières dispositions ont donné des charges de rupture sensiblement égales; la cinquième une charge un peu plus faible.

Pour les semelles sur trois pieux, les essais ont porté sur les dispositions d'armatures suivantes :

- 1° Armatures disposées suivant les trois côtés du triangle dont les sommets coïncident avec le tracé des axes des pieux;
- 2° Armatures disposées suivant les médianes et les côtés du même triangle;
- 3° Armatures disposées en cerces ;
- 4° Armatures disposées suivant un quadrillage uniformément réparti.

Dans les quatre cas, le poids total des armatures était très approximativement le même.

Les trois premières dispositions ont donné des charges de rupture sensiblement égales. La quatrième disposition a donné une charge très nettement plus faible (45 %) et la rupture a été extrêmement brutale; cette disposition n'est d'ailleurs pas logique pour des semelles sur trois pieux.

M. LE PRÉSIDENT. — Il y a eu aussi, je crois, dans vos essais, une constatation assez intéressante relative au rapport convenable de la hauteur de la semelle à la projection horizontale des bielles. J'ai remarqué au laboratoire certaines semelles sur trois pieux qui avaient péri par cisaillement.

M. BLÉVOT. — Jusqu'à présent, je n'ai pas encore suffisamment de résultats pour donner une conclusion précise, ce serait prématuré.

M. LE PRÉSIDENT. — Au cours des séances d'enseignement expérimental, j'ai vu au moins deux ou trois semelles sur trois pieux qui ont donné lieu à des ruptures par effort tranchant.

M. BLÉVOT. — Je crois que l'on peut dire que de telles ruptures ne paraissent pas à redouter lorsque les bielles de transmission de la charge du poteau sur pieux dans les hypothèses où nous les traçons, ont une inclinaison d'au moins 45° par rapport à l'horizontale. Il me semble que l'on peut admettre provisoirement cette conclusion en attendant la fin du programme d'essais actuellement en cours.

M. LE PRÉSIDENT. — Mais au-dessous de cette inclinaison j'ai l'impression qu'on ne peut pas appliquer la théorie. Les ruptures se produisent alors par fentes obliques et, pour assurer la résistance dans le cas où de telles fentes apparaissent, il faudrait prévoir des armatures obliques difficiles à ancrer convenablement.

Je crois qu'actuellement on peut tout de même dire aux jeunes ingénieurs auxquels M. BRICE faisait allusion qu'ils ont, au moins sur ce chapitre des semelles de fondation, des règles assez sûres, qu'on pourrait résumer ainsi : application de la méthode de billes, à condition que ces bielles fassent un angle d'au moins 45° avec l'horizontale, moyennant quoi ils peuvent être tranquilles.

M. BARETS. — Cette méthode est d'ailleurs appliquée par de nombreux bureaux d'études. Elle permet, en outre, un ferrailage très simple.

M. PASCAL. — Les ingénieurs savent maintenant tenir compte des déformations pour le calcul des arcs de grandes portées. Seulement si l'on veut faire un calcul de rupture, c'est-à-dire calculer certaines sections avec les méthodes de M. CHAMBAUD, il serait intéressant de faire intervenir le temps dans les calculs. On supposerait que les surcharges varient d'une façon fictive avec le temps.

Supposons, par exemple, que l'on ait à étudier un arc encastré soumis à son poids mort et à une surcharge, variant avec le temps de zéro jusqu'à la surcharge de rupture.

Au bout d'un certain temps apparaîtraient des zones de plasticité dont il faudrait tenir compte. Elles se développeraient, d'autres pourraient naître ensuite, de sorte qu'avant rupture nous aurions un arc très différent de celui que nous avons considéré à l'époque zéro. L'énoncé du problème varie pendant que l'on en cherche la solution.

Il y aura toujours possibilité d'une telle marche à suivre lorsque nous ferons, d'une manière habituelle, des calculs de rupture. Il ne sera pas question de faire varier le poids propre mais seulement un tenseur de surcharge. On se donnera un temps unitaire correspondant à la rupture. Au bout du temps 0,10, 0,15 ou 0,20 apparaîtront des zones plastifiées qui changeront de plus en plus la structure initiale. A l'époque unitaire qui sera celle de la rupture nous aurons devant nous, pour l'exemple considéré, un arc encastré complètement différent de l'arc initial. En somme, l'énoncé du problème varie pendant qu'on travaille à chercher sa solution.

J'ai voulu parler de cela parce que les calculs de rupture paraissent très intéressants. Ils se développeront très probablement d'ici peu, j'en ai l'impression, et il faudra très souvent les accompagner d'un nouvel examen des choses.

M. LE PRÉSIDENT. — M. PASCAL, je n'ai peut-être pas très bien saisi le sens de votre observation, mais est-ce qu'elle ne se rapporte pas, en bref, à l'adaptation d'ensemble ?

M. PASCAL. — Si, c'est cela.

M. LE PRÉSIDENT. — On ne peut pas faire, à mon avis, le calcul de rupture sérieux d'un système hyperstatique sans tenir compte des phénomènes d'adaptation d'ensemble.

J'ai eu l'occasion de faire, au cours des séances d'enseignement expérimental, quelques essais sur des cadres. Ces essais ont montré, au moins pour un chargement unique et rapide, qu'il y avait adaptation d'ensemble à peu près complète. Je l'ai constaté, d'une part sur des cadres en béton armé, avec armatures soit en acier doux, soit en acier à adhérence améliorée, en l'occurrence des aciers Tor ou des aciers crénelés, et d'autre part, sur des cadres en béton précontraint.

J'ai été surpris, au *Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte*, à Amsterdam, d'apprendre que certains expérimentateurs ont fait des constatations différentes, bien qu'ayant opéré également sans alternances de chargements et de déchargements. En examinant la photographie d'une poutre continue à trois travées, après rupture, dont faisait mention la communication à laquelle je fais allusion, je me suis aperçu, qu'en fait, il y avait une section qui s'était rompue par fissuration verticale et écrasement du béton comprimé. C'était, je crois, la section d'appui. Au contraire, une section voisine de l'une des charges d'épreuve avait cédé par développement d'une fente oblique.

Dans une section où il y a rupture après apparition d'une fente oblique, le moment ultime n'atteint jamais la valeur observée en flexion circulaire. Dans tous les cas où j'ai eu l'occasion de faire des essais, et où j'ai obtenu des ruptures concomitantes de deux sections par fissure verticale, j'ai toujours constaté une adaptation à peu près complète.

M. GUYON. — Si on parle d'une prévision à 10 ou 15 % près, je suis d'accord, et dans ces conditions il est suffisant pour le projecteur, qui ne connaît pas à l'avance les résistances du béton, et même pas toujours de l'acier, de faire ses calculs en admettant l'adaptation complète. S'il s'agit d'interpréter une expérience, c'est autre chose.

M. LE PRÉSIDENT. — Je dirais même moins de 15 %. On commet évidemment des erreurs quand on calcule les moments de rupture, mais, dans le cas particulier auquel je fais allusion, des petits cadres en béton armé, nous avons pris les précautions habituelles. C'est-à-dire que nous avons déterminé les caractéristiques de chacune des barres, nous avons relevé, après coup, la position des barres dans les sections de rupture, mesuré la largeur et la hauteur des sections, déterminé la résistance à la compression du béton. Nous avons calculé, à partir de ces données, les moments de rup-

ture M et M' dans ces deux sections et nous avons constaté que $M + M'$ était égal, à moins de 10 % près, au moment qu'auraient produit les charges appliquées dans une travée indépendante.

M. GUYON. — J'essaie en ce moment d'analyser ces phénomènes d'adaptation. Au congrès d'Amsterdam il y a eu deux opinions extrêmes. Les essais de MORICE démontraient l'adaptation complète, et je l'ai indiqué dans mon rapport général. Les essais de MACCHI faisaient ressortir une adaptation à 16 % près, ou si l'on veut, un rendement de 84 %. J'ai donné une explication de ce résultat dans mon rapport. J'ai revu cette explication depuis : il n'y a pas de doute MACCHI ne pouvait pas obtenir la redistribution. Il s'agissait d'une poutre à trois travées dans laquelle la travée centrale était soumise à une seule charge au milieu. L'hypothèse de l'adaptation complète revenait, étant donné le câblage, à admettre que la travée centrale était encastrée, alors qu'elle ne l'était pas. Mais ce n'est pas très grave parce que, a priori, on pouvait prévoir que l'adaptation ne pouvait pas jouer complètement. Autrement dit, le cas était trop net pour que, dans un projet réel, on ait risqué de faire la faute.

Ce qui m'ennuie un peu plus ce sont les essais de MORICE sur des poutres à deux travées. Ils démontrent bien qu'il y a adaptation, en ce sens que les transformations des tracés de câble laissant inchangées les formes intrinsèques de ces câbles et les points d'attache extrêmes, ne modifient pas la capacité portante des poutres. Seulement, cette adaptation semble se produire sur la base de moments de rupture un peu plus faibles que ceux qu'on aurait eus dans des poutres isostatiques.

Comme nous n'avons pas observé cela en France, j'ai demandé des explications à MORICE. Je pense que cette différence avec nos essais vient de la différence de signification qu'ont les résistances indiquées pour les bétons. La résistance mesurée sur cubes dépend de la façon dont est fait ce cube et de son mode de conservation. Il est probable que pour ramener les résistances indiquées par MORICE, de l'ordre de 600 kg/cm², aux conditions françaises, il faudrait les multiplier par un coefficient de l'ordre de 0,7. On trouverait alors que l'adaptation a été complète, ou pratiquement complète. J'attends toutefois les éclaircissements complets.

J'ai dit « pratiquement » parce que l'adaptation ne peut jamais être effectivement complète, et c'est ce que j'essaie d'étudier actuellement.

En négligeant les déformations élastiques vis-à-vis des déformations plastiques, on peut alors, tout au moins dans beaucoup de cas, assimiler la déformation au moment de la rupture à une déformation polygonale, dans laquelle la poutre est composée de tronçons rectilignes séparés par des rotules plastiques. Il y a alors des conditions géométriques évidentes à satisfaire entre les rotations aux rotules successives. Si on connaît la loi moment-courbure, on peut évaluer les rotations des rotules en fonction de l'hypothèse qu'on a faite. Ces rotations satisfont ou ne satisfont pas aux conditions de comptabilité ; si elles ne satisfont pas il faut un peu diminuer le moment à certaines rotules, jusqu'à ce que les conditions soient satisfaites.

On s'aperçoit en faisant ce travail que certaines adaptations sont impossibles, ou tout au moins très limitées ; par exemple le cas de MACCHI à 84 %.

Mais je crois que c'est exceptionnel et que l'on a en général dans les cas pratiques, avec des charges pratiques et non les chargements schématisés des laboratoires, 90 % d'adaptation dans les cas les plus faibles et le plus souvent 95 %.

M. LE PRÉSIDENT. — Oui.

M. GUYON. — Il y a une section dans laquelle le moment commence à fléchir, il plafonne ; le moment monte moins vite qu'il ne montait dans la face élastique. Par contre, dans une autre section, le moment monte plus vite. La section dans laquelle il monte le plus vite c'est celle qui va casser et la première des deux sections rattrape brusquement la deuxième et je ne sais pas s'il n'y a pas un choc. Je me demande si ce n'est pas une des raisons.

M. LE PRÉSIDENT. — Il est possible que ce soit une raison, mais personnellement je me permets d'appeler l'attention sur ceci : les 100 % d'adaptation je suis d'accord, on ne les aura jamais, mais on aura 95 %, à condition d'avoir une excellente résistance à l'effort tranchant. Dès le moment où celle-ci est déterminante dans l'une des sections la plus sollicitée, on n'a pas 95 % mais 50 % et peut-être moins.

M. GUYON. — Il y a quelque chose qui me semble extrêmement important, c'est l'adhérence des câbles.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est même un problème isostatique, celui-là.

M. GUYON. — Mais c'est encore plus important pour les constructions hyperstatiques que pour les constructions isostatiques ; si les câbles glissent, les moments résistants aux rotules peuvent être fortement diminués, et une rotule peut ne plus avoir la capacité de rotation suffisante pour attendre que les autres arrivent à terme.

M. ROBINSON. — En ce qui concerne le calcul à la rupture par l'adaptation entre sections des poutres hyperstatiques, je voudrais attirer l'attention sur l'importance considérable de l'échelle. Les hypothèses de base de ce calcul, sont qu'il existe des rotules plastiques, et qu'une rotule est susceptible d'équilibrer un moment de flexion de rupture déterminé, quelle que soit sa déformation angulaire, pourvu que cette dernière soit inférieure à un certain maximum. Schématiquement le fonctionnement d'une rotule plastique est le suivant : les deux parties de la poutre tournent l'une par rapport à l'autre en s'arc-boutant sur le béton comprimé, la déformation angulaire étant essentiellement due à l'allongement local de l'armature. Le phénomène implique la formation de fissures, et nous pouvons raisonner dans notre schéma sur une fissure. La création de cette fissure suppose que l'acier sort du béton au droit de la fissure. Si nous considérons la section de l'armature qui, avant application des efforts se trouvait dans le plan de la fissure, cette section va se trouver à des distances finies des deux faces de la fissure. Ces distances sont pratiquement égales au glissement de l'armature hors du béton c'est-à-dire aux déformations de scellement de l'armature hors du béton parce que les déformations élastiques sur la largeur de la fissure sont négligeables.

Ainsi la déformation angulaire de la rotule plastique est égale à la double déformation d'un scellement de l'armature dans le béton divisée par la hauteur de la poutre. Or que ce soit en béton armé ou en béton précontraint, nous utilisons des armatures qui sont toujours les mêmes et dont, à partir d'un certain seuil de dimension, l'échelle ne change pas avec l'échelle de la pièce. Nous en mettons seulement davantage quand cette dernière augmente. Les déformations des scellements des armatures sous l'effort de traction ultime apparaissent donc comme des constantes. Par conséquent la déformation angulaire maximum dont est susceptible une rotule plastique décroît lorsque l'échelle de la poutre augmente.

Réserve faite de la schématisation du phénomène, il résulte de ce que je viens de dire qu'une expérience d'adaptation qui a été réalisée à une échelle déterminée, ne donne pas *ipso facto* un résultat comparable à une échelle plus grande. Le doute qui peut en naître quant à la validité des calculs d'adaptation à rupture est tellement grave que je ne crois pas que l'on puisse en l'état de nos connaissances, généraliser ce calcul. Il est justifié de l'appliquer quand on interpole, c'est-à-dire quand on l'applique à une poutre dont la hauteur est plus faible que celle que l'on a effectivement essayée et étudiée en laboratoire. Si l'on extrapole, c'est-à-dire si on l'applique à une pièce plus haute, j'estime que l'on ne sait pas ce que l'on fait, et l'application en cause me paraît pour le moins hasardeuse.

M. GUYON. — Je crois que la différence entre l'essai de laboratoire et les conditions réelles sur un ouvrage est à l'avantage de la construction réelle en ce qui concerne l'adaptation.

M. ROBINSON. — Ce n'est pas sûr.

M. GUYON. — La loi moment-courbure est difficile à établir expérimentalement parce que la courbure qu'on mesure n'est pas la courbure locale à fond de fissure, mais une courbure moyenne, qui est très différente, du fait de la fragmentation par les fissures, de la poutre en tronçons presque rectilignes.

Cette fragmentation introduit donc une raideur.

Or, c'est la loi moment-courbure moyenne qui intervient dans les adaptations.

Et je pense que plus la poutre est haute, plus le rapport entre l'écartement des fissures et la hauteur est petit.

Avec des poutres de 2 m de hauteur on peut avoir des écartements de fissures de l'ordre du 1/3 de la hauteur de la poutre ; avec des poutres de 20 cm de hauteur on peut avoir des écartements de l'ordre de la hauteur de la poutre.

La raideur due à la fragmentation ne paraît d'ailleurs pas réduire considérablement les adaptations parce que les conditions à réaliser se traduisent toujours par des rapports entre des rotations ; si ces rotations étaient affaiblies dans une même proportion à toutes les rotules, le pourcentage de redistribution resterait le même. Malgré tout, la raideur introduit un élément d'incertitude, et je pense qu'elle joue moins pour les poutres hautes que pour les poutres basses.

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. ROBINSON qui a tout à fait raison, je crois, d'attirer notre attention sur la limitation possible de la méthode de calcul à ruptures.

Pour le béton armé nous faisons presque uniquement des ouvrages hyperstatiques et je crois évidemment qu'il faut qu'on sache comment ces ouvrages se comportent au moment de la rupture, qu'on sache comment ils s'adaptent et dans quelle proportion ils s'adaptent.

M. BARETS. — Il faut aussi retenir l'intérêt d'avoir une construction hyperstatique chaque fois que cela est possible.

M. PASCAL. — Je me permets d'attirer l'attention sur un événement qui peut se passer et qui provient de l'insuffisance des circulaires. Ces circulaires sont faites par des gens qui connaissent très bien leur métier, mais qui ne peuvent pas tout prévoir. Je prends un exemple : je considère une cornière en acier sous climat tropical. Cette cornière, on la solidarise avec un élément en maçonnerie. Pendant la nuit rien de particulier, je suppose qu'on a fait la solidarisation à la fin de la journée. Vers 9 h 30 mn le soleil se lève et à une température de 35 à 40° dans l'air, correspond dans l'acier une température de l'ordre de 72 ou 73°, de sorte que la solidarisation qu'on a faite dans des conditions tout à fait normales peut devenir dangereuse et on peut avoir un flambement de la cornière en acier en question. Récemment un accident de construction métallique a eu lieu dans ces conditions. C'est intéressant en ce sens que cela attire l'attention des ingénieurs et ce qui se passe pour ce complexe maçonnerie et acier nous montre que les règlements ne peuvent pas tout prévoir.

Il faut toujours faire intervenir le bon sens et je rejoins le début de cette conférence de M. BARETS : il faut toujours faire intervenir le bon sens et repenser toujours les problèmes. On peut construire suivant les règlements et arriver à des structures qui peuvent s'effondrer.

M. BARETS. — Vous savez que l'on dit quelquefois que la forêt est cachée par ses propres arbres.

M. PASCAL. — C'est cela. Il n'y a que ce que l'on apprend avec les faits qui intervient petit à petit et qui développe justement la partie art du métier. En tout cas, nous avons pris une bonne leçon d'humilité et c'est M. BARETS qui nous l'a donnée.

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie à nouveau M. BARETS et toutes les personnes qui ont pris part à la discussion.

(Reproduction interdite.)

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (26)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 9 DÉCEMBRE 1955

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE

M. l'Inspecteur général **GRELOT**,
Directeur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

RELATION GÉNÉRALE ENTRE LES CONTRAINTES LIMITES ÉLASTIQUES D'UN CORPS SOUS DES SOLLICITATIONS QUELCONQUES

Théorie du volume de dilatation critique.
Détermination de la direction des glissements

par

M. L.-P. BRICE,
Ingénieur E. C. P.

SOMMAIRE

	Pages.
INTRODUCTION.....	877
THÉORIE DU VOLUME DE DILATATION CRITIQUE.....	880
1. — Rôle prépondérant des déformations d'allongement.....	880
2. — Étude du volume de dilatation.....	881
3. — Relation entre les trois contraintes principales.....	882
4. — Direction des glissements.....	885
5. — Étude des résultats des calculs.....	886
6. — Comparaison avec l'expérience.....	887
— Sable.....	887
— Corps plastiques.....	889
— Métaux.....	889
— Glissements.....	890
7. — Relation avec la théorie de la courbe de résistance intrinsèque....	891
CONCLUSION.....	892

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Je salue, en ouvrant cette séance, les membres de la Société des Ingénieurs Civils de France qui sont ici, et je remercie particulièrement votre Président, M. Fernand Blondel, de l'honneur qu'il m'a fait et auquel je suis très sensible, en me demandant de présider la séance.

La conférence qui va vous être faite, porte sur un sujet qui, depuis Galilée, a préoccupé les savants et les ingénieurs. On peut dire qu'actuellement il y a au moins une bonne dizaine de critères de détermination de la limite élastique des solides. C'est dire que le problème est difficile et qu'il a passionné bien des ingénieurs ; ce soir, M. Brice va traiter ce sujet. J'ai à peine besoin de dire, à propos de la bonne dizaine de premiers critères, que chacun des inventeurs a cru trouver la solution et que les autres ont pensé qu'il ne l'avait pas trouvée.

M. Brice est des vôtres, je n'ai donc pas besoin de vous le présenter ; ceux qui ne le connaissent pas ont eu leur attention attirée sur lui par les études qu'il a faites sur la structure intime du fonctionnement du béton armé, dans les relations directes entre l'armature et le béton qui l'entoure.

RÉSUMÉ

Après avoir rappelé les différentes théories définissant la limite élastique des matériaux et la théorie de la courbe intrinsèque, l'auteur expose sa théorie du volume de dilatation critique. Les hypothèses posées sont que le volume de dilatation critique est constant et que l'angle de glissement est défini par la condition du maximum d'angle entre un certain plan et une certaine force. La théorie est appliquée à quelques cas pratiques.

SUMMARY

After having referred to the different theories defining the elastic limit of materials and the theory of the intrinsic curve, the author goes on to explain his theory of the critical volume of expansion. The hypotheses posed are that the critical volume of expansion is constant and that the angle of slip is defined according to the maximum angle between a certain plane and a certain force. Some practical applications of the theory are given.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

EXPOSÉ DE M. L.-P. BRICE

INTRODUCTION

Il n'y a pas tant d'années que les constructeurs se sont intéressés à la résistance des matériaux.

Lorsque nos grands ancêtres construisaient des temples ou des palais, les fatigues des matériaux étaient toujours assez faibles pour que toute pierre qui permettait la taille assurât la résistance.

Plus tard l'audace croissante des constructeurs de cathédrales dût leur faire reconnaître que la dureté jouait un rôle et les monuments qui nous restent, témoignages du passé, sont évidemment ceux qui étaient assez résistants.

Il faut arriver à la fin du xvi^e siècle pour que Galilée étudie la résistance des colonnes chargées et des poutres fléchies et atteindre la fin du $xviii^e$ siècle pour que la théorie de l'élasticité prenne naissance avec Navier, Cauchy, Poisson et bien d'autres.

Quant aux constructeurs, leurs notions sur la question évoluait en même temps que la technique se développait, en mettant en jeu des systèmes d'efforts plus compliqués.

Lorsque ceux-ci envisageaient seulement l'emploi de matériaux soumis à la compression tels que la pierre, ils n'avaient guère songé naturellement qu'à la charge d'écrasement qu'elle pouvait supporter. Lorsqu'on soumet un matériau à une compression simple, celui-ci se raccourcit et gonfle ainsi qu'il est indiqué sur la figure 1 et le rapport des deux déformations qui, dans notre exposé jouera un rôle des plus importants, s'appelle « le coefficient de gonflement de Poisson » que nous désignerons par la lettre σ . C'est, en compression simple, le rapport du gonflement transversal au raccourcissement, ce coefficient a une valeur égale à 0,5 pour les corps parfaitement plastiques, les liquides, l'argile, et diminue pour les corps fragiles.

Lorsqu'un corps est soumis à une traction simple (c'est-à-dire à une contrainte principale ayant une certaine valeur de traction et deux autres contraintes nulles), il s'allonge et son diamètre diminue de la même façon que nous l'avons vu pour la compression avec le même coefficient de raccourcissement transversal σ .

Lorsque le corps est soumis à des contraintes plus compliquées telles que le cisaillement, les efforts qui s'exercent sur lui se réduisent à deux contraintes principales égales et de signes contraires et une troisième contrainte nulle.

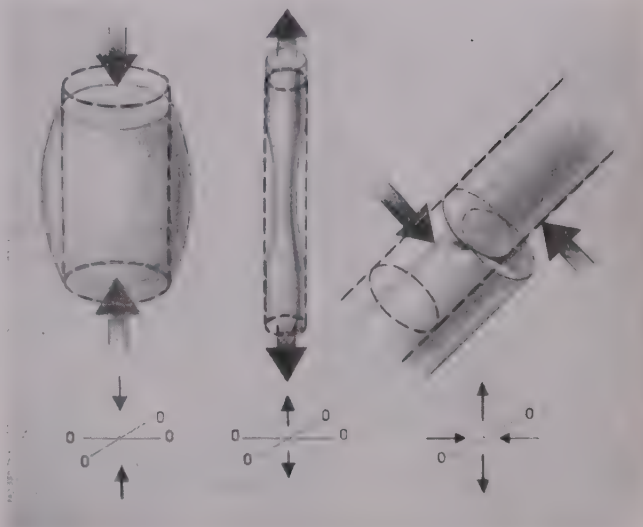


FIG. 1. — Principales sollicitations : compression, traction, cisaillement.

D'autres sollicitations plus complexes apparaissent avec l'évolution de la technique (fig. 2). C'est ainsi qu'une pièce frettée, qu'elle soit de béton ou de métal, soumise à la fois à l'étreinte de deux contraintes principales égales et à une troisième

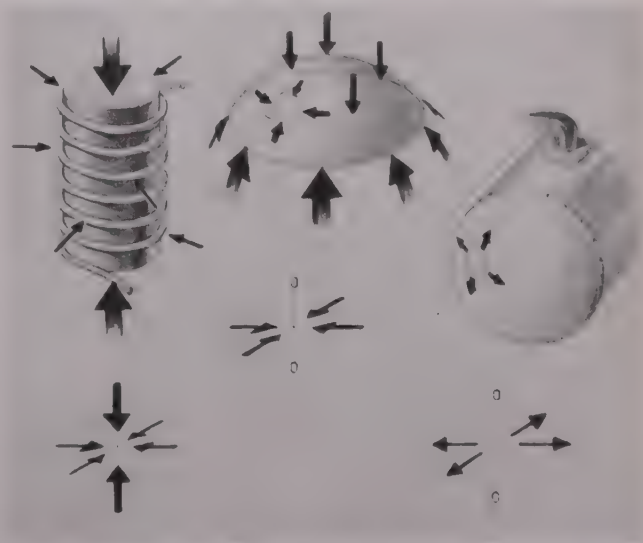


FIG. 2. — Sollicitations multiples : frettage, étreinte simple, traction double.

compression axiale plus grande que cette étreinte, voit sa résistance considérablement augmentée. C'est notamment le cas du béton fretté.

D'autres sollicitations sont intéressantes en particulier celles que subit le fond d'une chaudière qui se trouve soumis à deux tractions égales et à une troisième contrainte sensiblement nulle (traction double) ou bien les doubles compressions (ou étreinte simple) des coupoles soumises à des charges et maintenues par une ceinture, c'est aussi le cas d'une dalle fléchie en béton armé, sensiblement carrée, dont la partie centrale est soumise à deux contraintes principales de compression, la troisième étant pratiquement nulle.

Enfin (fig. 3), le cas le plus général, peut se rencontrer dans le calcul d'un barrage dans lequel on voit un élément de volume soumis à trois contraintes principales différentes, l'une due à la pression de l'eau, l'autre due au poids du barrage et la troisième, la plus importante, due au fonctionnement en voûte de l'ouvrage.

Vous voyez donc qu'il était intéressant pour les ingénieurs, de savoir dans quelles conditions la matière peut résister en fonction des charges qui lui sont appliquées.

Les théories qui cherchent à relier entre elles les différentes contraintes sont fort nombreuses et nous nous limiterons bien entendu, dans notre exposé, au domaine purement élastique. Les corps restant élastiques, toutes les déformations qu'on leur applique sont réversibles et ceci jusqu'à la fin du domaine que nous allons étudier. Nous pourrions donc dans toutes nos études admettre

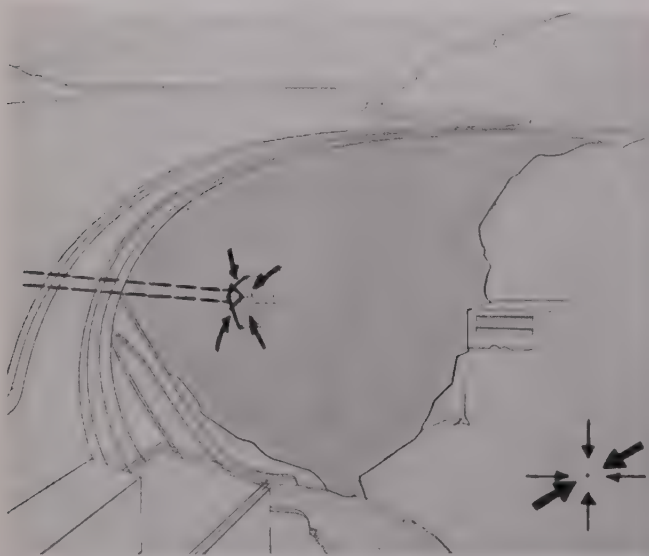


FIG. 3. — Sollicitation triple générale d'un barrage ou d'une voûte.

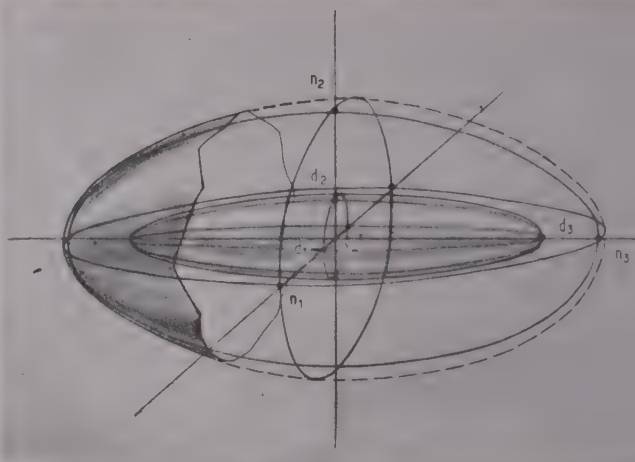


FIG. 4. — Ellipsoïde des contraintes et ellipsoïde des déformations.

que nous restons à l'intérieur des limites où les formules générales de l'élasticité sont applicables.

Vous savez que lorsque trois contraintes principales sont appliquées sur un corps, (ces trois contraintes étant perpendiculaires entre elles et perpendiculaires aux faces sur lesquelles elles s'appliquent), elles provoquent trois déformations qui, elles aussi, sont dirigées suivant les trois axes et ces trois déformations d_1 , d_2 , et d_3 ont pour valeur $E d_1 = n_1 - \sigma (n_2 + n_3)$, (et les deux autres expressions analogues) elles sont toutes les trois fonction des trois autres contraintes et du coefficient σ de gonflement transversal.

La figure 4 montre le tracé de l'ellipsoïde des contraintes (à l'extérieur) et l'ellipsoïde des déformations (à l'intérieur). Une représentation fort

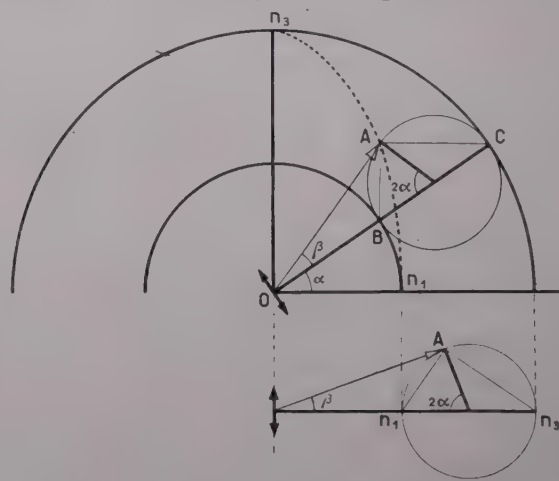


FIG. 5. — Définition du cercle de Mohr d'après l'ellipse des deux contraintes principales.

commode de cet ellipsoïde est celle que l'on appelle du « cercle de Mohr » dont la définition géométrique est extrêmement simple. Supposons que l'on veuille tracer une ellipse de l'ellipsoïde par exemple celle qui correspond aux deux tensions principales extrêmes (la plus grande et la plus petite). Soit n_1 n_3 les deux axes de cette ellipse. On peut la décrire facilement à partir de deux cercles de centre O' et de rayon n_1 et n_3 . Sur un rayon OC on trace le petit cercle de rayon constant, égal à $\frac{n_1 - n_3}{2}$ et on voit immédiatement que le point A

obtenu en traçant par B et C les deux parallèles aux axes est un point de l'ellipse, que OA est la direction de la force. Le point A se déplace donc sur un cercle de diamètre BC qui est le cercle de Mohr. Les valeurs des angles intéressants apparaissent immédiatement sur la figure.

Je disais que de très nombreux auteurs se sont intéressés à la question de définition de la limite élastique. Voici quelques-unes des théories mises en avant.

La limite élastique serait définie par la plus grande contrainte normale, c'est ce qu'ont exposé *Lame* et *Rankine*, la plus grande traction doit être inférieure à la traction simple, la plus grande compression inférieure à la compression simple.

D'autres, *Poncelet* et *Saint Venant* ont avancé la théorie du plus grand allongement : le plus grand allongement doit être inférieur à celui obtenu en traction simple.

D'autres, *Grashof*, *Resal* ont avancé la théorie de la plus grande déformation. On ajoute aux critères précédents, celui du plus grand accourcissement inférieur à celui de la compression simple.

D'autres, *Saint Venant*, *Guest*, *Tresca*, ont parlé du plus grand cisaillement : le plus grand cisaillement doit être inférieur à celui obtenu en traction simple.

D'autres comme *Coulomb*, ont parlé du frottement interne et ont exposé que le cisaillement doit être inférieur au produit d'une contrainte par un frottement.

D'autres, plus récents, *Betrami*, *Haigh* ont avancé une théorie basée sur l'énergie totale des déformations qui doit être inférieure à une certaine valeur.

Hencky et *von Mises* ont introduit une énergie de distorsion qu'il y aurait lieu de retrancher de celle correspondant aux changements de volume.

Griffith enfin a ajouté à l'énergie de déformation une énergie potentielle superficielle égale à la quantité de chaleur nécessaire pour atteindre la température critique.

Mais le caractère commun à toutes ces théories est qu'elles ne donnent pas entière satisfaction. Si certaines s'appliquent à des cas particuliers, elles ne s'appliquent plus du tout à d'autres corps ou sous d'autres systèmes de contraintes.

Il appartenait à *M. Caquot* d'exposer une théorie qui, à la suite de *Mohr*, donne une représentation extrêmement vivante des caractéristiques des corps, il s'agit de la théorie de la « courbe intrinsèque ».

D'après cette théorie, si l'on trace les divers cercles de Mohr obtenus au moment où l'on atteint la limite élastique, et construits sur la plus grande et la plus petite des contraintes atteintes à ce moment-là, on constate que l'ensemble de tous les cercles a une enveloppe qui pratiquement se réduit à une ligne. Il suffira donc pour avoir la figuration du comportement d'un corps donné, de soumettre celui-ci à divers systèmes de contraintes, tracer les cercles de Mohr correspondants et voir l'allure de la courbe enveloppe.

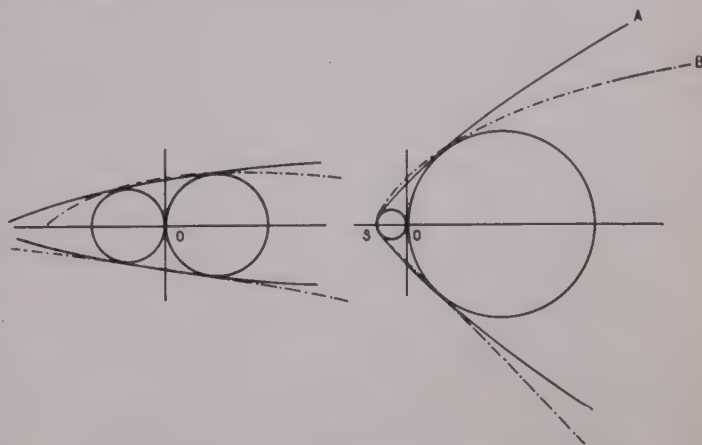


FIG. 6. — Courbes intrinsèques de corps plastiques et de corps fragiles.

C'est un fait indiscutable que la courbe ainsi tracée traduit fidèlement le comportement du corps ; un corps plastique, un métal, l'acier, aura une courbe intrinsèque composée sensiblement de deux étroites ; un corps fragile tel que le béton au contraire, aura une courbe intrinsèque très ouverte et d'autant plus ouverte qu'il est plus fragile.

Cependant si cette théorie donne l'image de l'ensemble des phénomènes, elle ne permet pas absolument de prévoir comment sera le comportement du corps pour une contrainte différente de celle pour laquelle on l'a essayé, ainsi par exemple si pour un corps donné on trace les cercles de traction et de compression, notamment à droite, on ne sait si la courbe intrinsèque sera la courbe SA ou la courbe SB, l'expérience seule pourra en décider (fig. 6).

THÉORIE DU VOLUME DE DILATATION CRITIQUE

1° Rôle prépondérant des déformations d'allongement.

Nous avons repris la question d'une façon qui nous est apparue comme beaucoup plus simple, en partant de ce que l'on peut appeler une définition des déformations non élastiques.

Considérons (fig. 7) un schéma représentant côte à côte les divers éléments d'un corps.

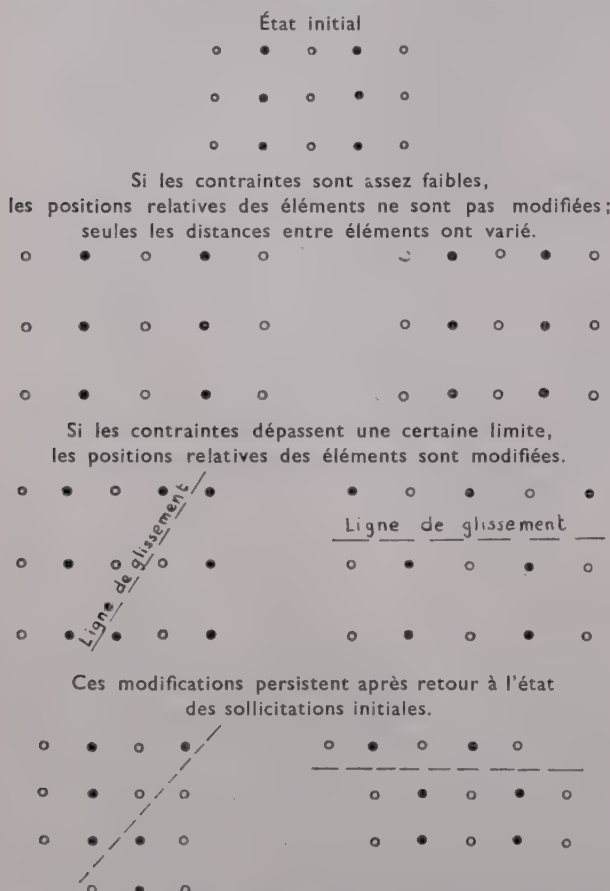


FIG. 7. — Déformations élastiques (en haut de la figure) et non élastiques (en bas de la figure).

Sous l'influence d'une sollicitation quelconque, l'écartement des éléments varie, diminue ou augmente, selon le sens des contraintes, mais il reste élastique en ce sens que lorsque les contraintes s'annulent, tous les éléments retrouvent leur place primitive.

Si, au contraire, une déformation non élastique s'est produite, c'est-à-dire lorsque les éléments

voisins à l'origine ne sont plus voisins après cette déformation, l'écartement entre deux éléments a brusquement augmenté d'une façon sensible entre la phase initiale et la phase finale. On peut donc dire que les déformations non élastiques sont caractérisées par un écartement sensible d'un certain nombre d'éléments par rapport aux autres, lors du passage de l'état initial à l'état final.

En mettant en application ce point de vue, considérons (fig. 8) une chaîne d'éléments axée dans une direction quelconque à l'intérieur du corps et supposons que cette chaîne soit soumise à un certain allongement. Du fait de cet allongement et lorsque celui-ci atteindra une certaine valeur, il se produira en un point de la chaîne, ou en un certain nombre de points de la chaîne, des fissures, des écartements brusques tels que Δ d'un certain nombre d'éléments, mais pas de tous les éléments.

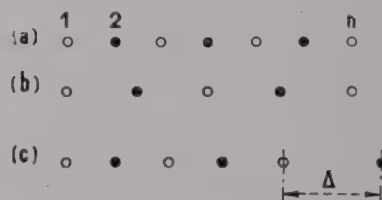


FIG. 8. — Écartement des éléments d'une chaîne d'éléments.

À titre de comparaison, l'expérience prouve que lorsqu'on soumet un élément d'un corps, par exemple du béton armé, à des tractions, les fissures se produisent en des endroits relativement bien déterminés avec un écartement qui correspond aux caractéristiques du corps. Le phénomène est aussi particulièrement visible dans la faïence où, par suite du raccourcissement de l'émail, du retrait, les fissures se produisent de façon régulière à un espacement qui n'est pas dû au hasard. Par analogie on peut dire que dans une chaîne d'éléments où existent des liaisons transversales, les écartements brusques entre les éléments se produisent lorsque l'on provoque un allongement et que leur importance dépend de celui-ci. Si par contre, on provoque un accourcissement de la chaîne, il ne se produira rien puisque cet accourcissement ne peut produire qu'un rapprochement limite des molécules. On arrive à cette conclusion que les accourcissements n'ont pas d'action sur les déplacements brusques, tandis que les allongements peuvent en avoir une.

2° Étude du volume de dilatation.

Si l'on veut donc examiner ce qui se passe à l'intérieur du corps on sera conduit, statistiquement parlant, à examiner autour d'un point, l'ensemble des allongements et à dire que la limite élastique est atteinte lorsque l'ensemble de ces allongements atteindra une valeur donnée.

Considérons (fig. 9) une sphère initiale tracée à l'intérieur du corps à l'état neutre.

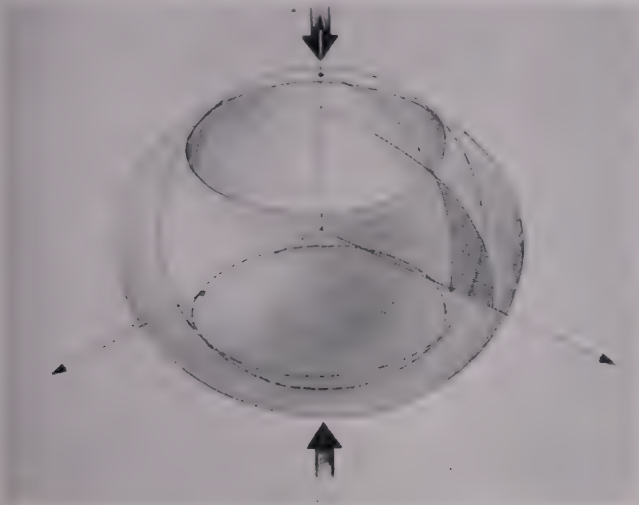


FIG. 9. — Volume de dilatation en compression simple (anneau).

Par suite d'une sollicitation, par exemple une compression simple, la sphère initiale se transforme en un ellipsoïde aplati, les parties soumises à un allongement sont celles qui constituent l'anneau compris entre le grand axe de l'ellipsoïde et la sphère. Cet anneau a un volume déterminé. Nous posons en principe que le volume intérieur à l'ellipsoïde et extérieur à la sphère conditionne la limite élastique. Cette limite élastique est atteinte lorsque ce volume atteint une valeur constante pour un corps donné quelles que soient les sollicitations.

Le problème reviendra donc à calculer ce volume et à écrire sa constance sous l'influence de toutes les contraintes possibles.

Voici, à titre d'exemple (fig. 10), comment se présente ce volume dans le cas d'une traction. L'ellipsoïde a une forme allongée et le volume se compose de deux calottes égales de part et d'autre de la sphère.

Lorsque le corps est soumis à un cisaillement (fig. 11) c'est-à-dire à une contrainte de compression, associée à une contrainte de traction perpendiculaire (la troisième contrainte étant nulle), le

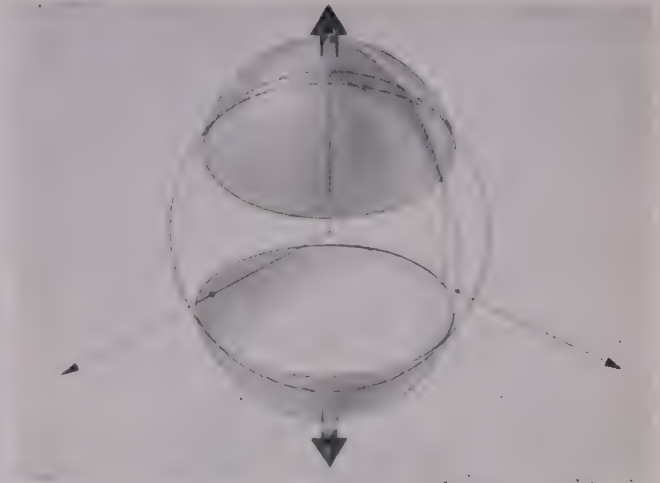


FIG. 10. — Volume de dilatation en compression simple (calottes).

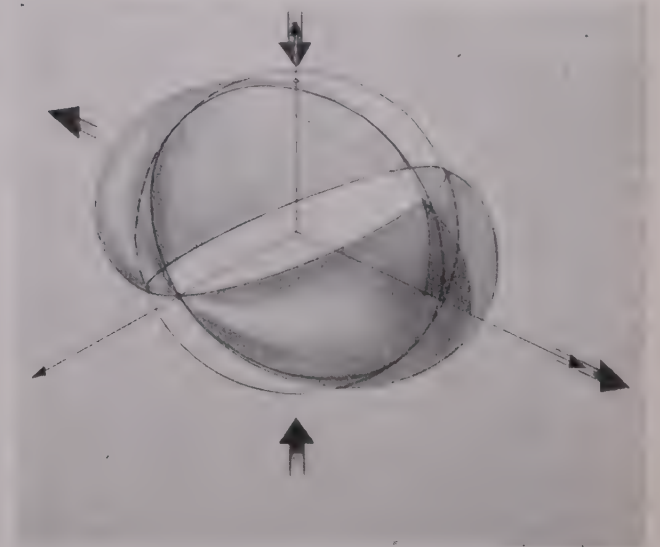


FIG. 11. — Volume de dilatation en cisaillement simple (croissants).

volume a la forme de double croissant caractéristique des cisaillements. Le problème se réduit donc maintenant à une question purement géométrique : étant donné les trois déformations d_1 , d_2 , d_3 , de l'ellipsoïde, calculer le volume de dilatation. Les axes de la sphère de rayon 1 deviendront $1 - d_1$, $1 - d_2$, $1 - d_3$, il faut calculer le volume de cet ellipsoïde situé à l'extérieur de la sphère.

Il est bien entendu qu'il ne s'agit pas de faire la différence entre les volumes, mais de calculer le volume des parties de l'ellipsoïde extérieures à la sphère puisque seuls les allongements ont une

importance. On peut résoudre le problème en considérant les sections de l'ellipsoïde par tranches successives définies avec des coordonnées quelconques et on trouve que ce volume se présente sous la forme d'une intégrale elliptique qui n'est, dans le cas général, pas calculable algébriquement (fig. 12).

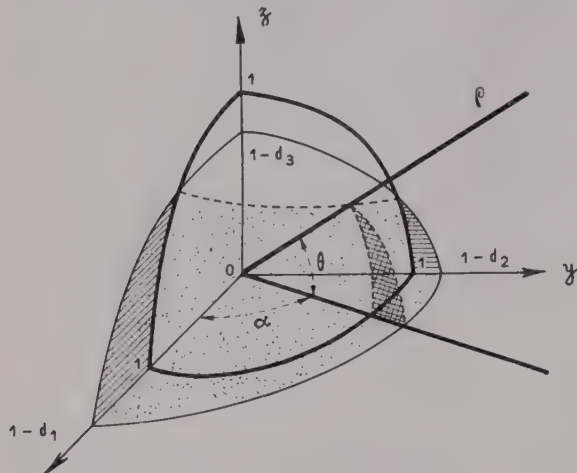


FIG. 12. — Expression algébrique du volume de dilatation

$$V = \frac{2}{3} \int_0^{\pi/2} \frac{[-d_1 \cos^2 \alpha - d_2 \sin^2 \alpha]^{3/2}}{[-d_1 \cos^2 \alpha - d_2 \sin^2 \alpha + d_3]^{1/2}} d\alpha.$$

Cependant un certain nombre de cas sont algébriques, ce sont ceux dans lesquels certaines des déformations ont des valeurs particulières égales ou nulles. Le problème est simple dans le cas de trois allongements parce qu'à ce moment l'ellipsoïde est entièrement extérieur à la sphère et la différence de volume est proportionnelle à la somme des trois déformations, c'est une loi linéaire. Dans le cas où certaines parties de l'ellipsoïde sont inférieures à la sphère, traction, compression ou cisaillement, les formules sont plus compliquées.

A partir de ces diverses formules on peut par des calculs longs et fastidieux, déterminer assez de points pour définir la surface. La figure 13 représente cette surface tracée par des lignes $d_2 =$ constante sur trois axes rectangulaires qui portent les trois déformations d_1, d_2, d_3 . Il est à noter que cette surface est purement géométrique, les trois paramètres d_1, d_2, d_3 , sont suffisants pour définir la surface. Lorsque l'on aura affaire à un corps réel, il suffira de changer l'échelle du dessin pour le rendre applicable au cas particulier. Cette surface unique est donc applicable dans tous les cas.

La représentation en coordonnées rectangulaires n'étant pas particulièrement lisible, nous avons tracé une représentation plus simple (fig. 13 bis), qui consiste à couper la surface par des plans perpendiculaires à son axe, cette surface a en

effet pour axe la trisectrice et si l'on prend des plans d'intersection perpendiculaires à cette trisectrice on obtient des formes d'intersection que vous voyez ici. Le sommet est constitué par un plan triangulaire correspondant au cas particulier que je vous ai indiqué tout à l'heure de l'ellipsoïde totalement extérieur à la sphère. Les autres sections ont des allures de triangles ou d'hexagones curvilignes dont vous voyez les formes successives lorsque le plan se déplace.

Pour rendre la représentation plus claire, nous avons essayé de faire une figure perspective (fig. 14) dans laquelle vous voyez les trois axes Od_1, Od_2, Od_3 et la trisectrice OT. La surface figurée ici est coupée par un secteur afin de montrer l'allure de sa méridienne.

3° Relation entre les trois contraintes principales.

Mais cette surface est une relation entre les déformations, elle ne nous donne pas ce qui nous intéresse : les relations entre les contraintes. Pour passer des déformations aux contraintes c'est excessivement facile, nous appliquons simplement les équations générales de l'élasticité dont nous avons parlé plus haut.

$d_1 = n_1 - \sigma (n_2 + n_3)$ et les deux autres équations de même type.

COUPES PAR DES PLANS $d_1, d_2, d_3 = C^{te}$ PERPENDICULAIRE A L'AXE DE LA SURFACE

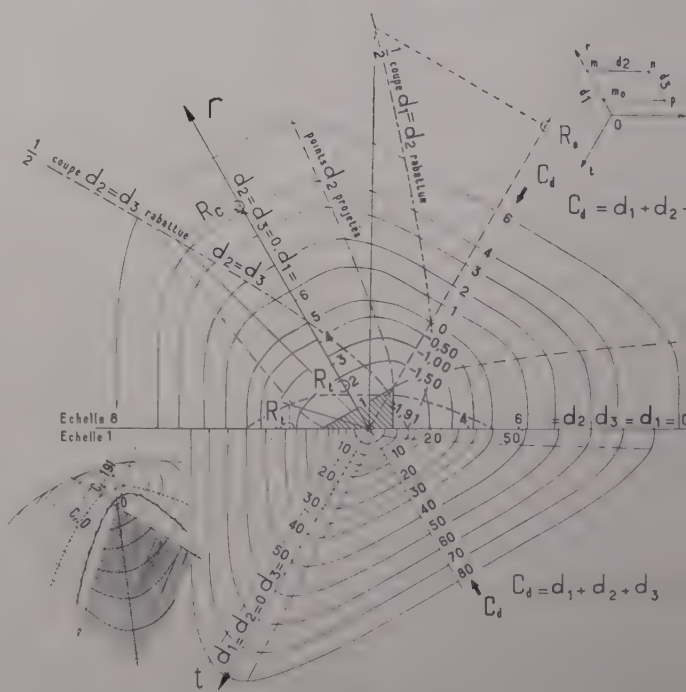


FIG. 13.

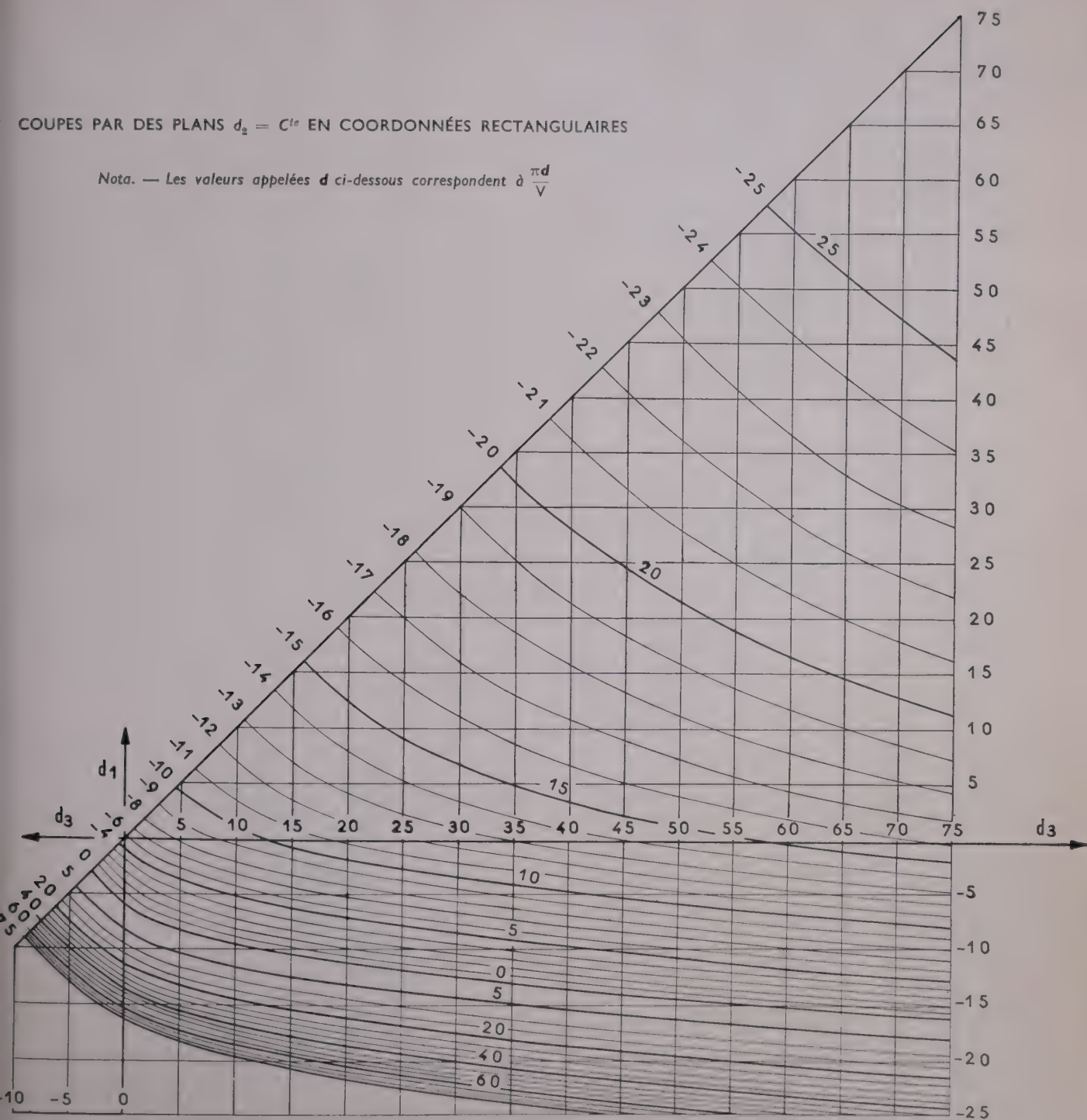
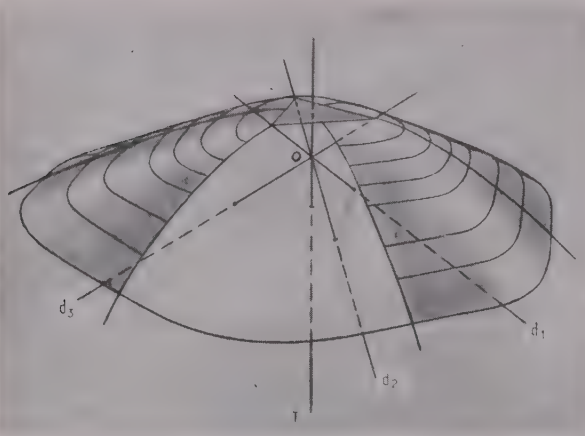
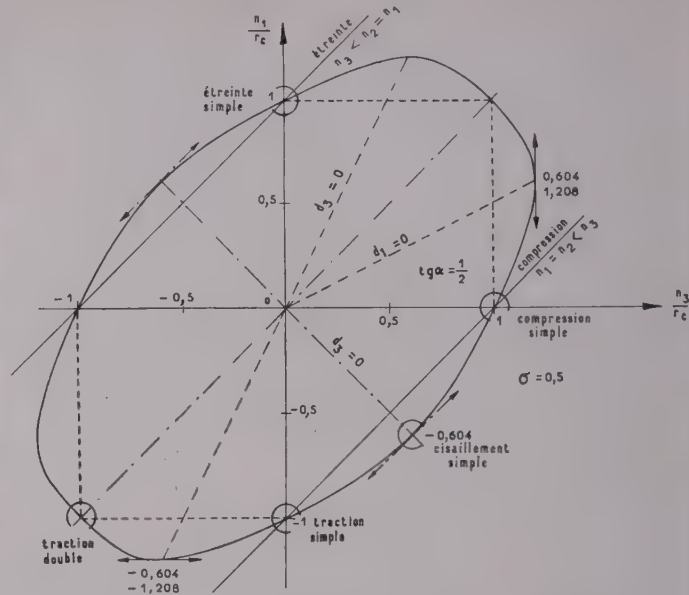
COUPES PAR DES PLANS $d_2 = C^{te}$ EN COORDONNÉES RECTANGULAIRESNota. — Les valeurs appelées d ci-dessous correspondent à $\frac{\pi d}{V}$ 

FIG. 13 bis.

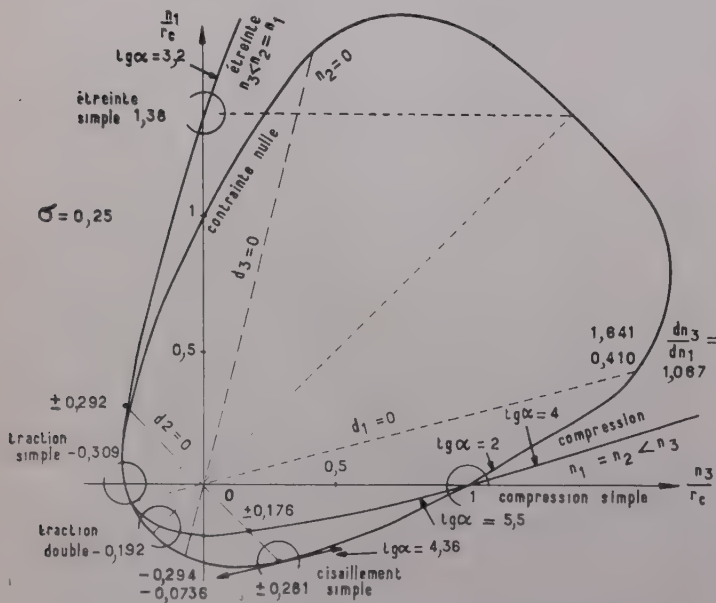
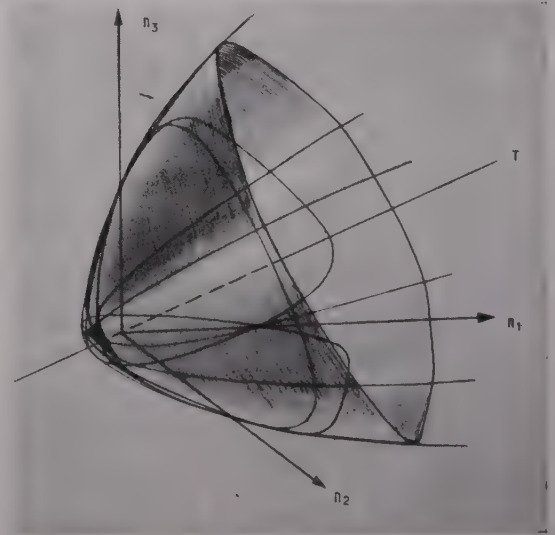

 FIG. 14. — Vue perspective de la surface $V = \text{constante}$ pour $\sigma = 0$.

En appliquant ces transformations à la surface que nous venons de voir, nous obtenons des résultats extrêmement intéressants.

Voyons d'abord la forme de la surface pour $\sigma = 0$. C'est le cas d'un corps tout à fait exceptionnel mais c'est la transformation immédiate de la surface que nous venons de voir pour $\sigma = 0$ (fig. 14) dans laquelle il suffit de remplacer d_1 par n_1 . Cette surface est une surface ouverte qui comprend les trois axes et ne les rencontre que du côté des tractions.


 FIG. 16. — Tracé géométrique de la surface des contraintes pour $\sigma = 0,5$.

Lorsque σ augmente et atteint 0,25, la surface peut être représentée géométriquement par la figure 15 sur laquelle on a tracé un certain nombre de lignes. Celles qui représentent l'intersection de la surface avec les plans de coordonnées ont la forme d'une courbe ovoïde fermée. On voit aussi


 FIG. 15. — Tracé géométrique de la surface des contraintes pour $\sigma = 0,25$.

 FIG. 17. — Vues perspectives de la surface des contraintes pour $\sigma = 0,25$.

celles qui correspondent à divers cas de contraintes : compression avec frottement ou bien étreinte.

La représentation de la figure 17 est plus parlante et montre que la surface a l'allure d'un paraboloïde avec le fond triangulaire et une section droite d'allure hexagonale.

Lorsque σ augmente encore et tend vers 0,50, la forme de la surface s'allonge de plus en plus et s'approche d'un cylindre (fig. 18).

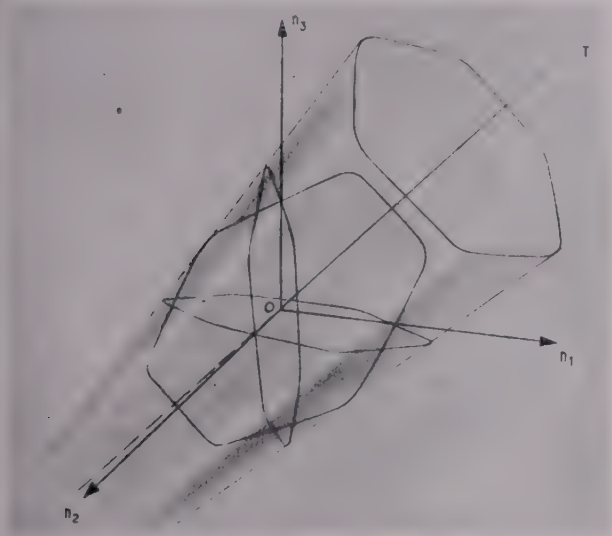


FIG. 18. — Vues perspectives de la surface des contraintes pour σ voisin de 0,5.

Enfin, pour $\sigma = 0,50$ (fig. 16) le sommet s'est éloigné à l'infini vers la gauche, la section est devenue un hexagone curviligne et la surface est un cylindre de génératrice parallèle à la trisectrice OT.

4° Direction des glissements.

Nous analyserons tout à l'heure les conséquences de ces résultats, mais avant de passer à ce deuxième point, je voudrais vous dire un mot de la direction des glissements. Ici, le problème est un peu plus délicat, voici comment on peut exposer la question.

Supposons que le corps soit soumis à une contrainte élastique limite OF. Cherchons à augmenter légèrement cette contrainte, nous allons tenter de sortir du domaine élastique. Mais comme nous sommes au voisinage de l'équilibre, ces contraintes P et P' restent dans le plan tangent à la surface puisque celle-ci est la surface d'équilibre. Ces contraintes que j'appelle « contraintes différentielles » $P' = \Delta F$ ont donc comme première condition de rester dans le plan tangent à la surface $f(n_1 n_2 n_3) = 0$. Mais chacune de ces contraintes, qui ont pour composantes dn_1 , dn_2 et dn_3 , prise isolément exerce sur un plan quelconque du corps une certaine force ΩC , (c'est exactement l'état d'équilibre du solide soumis à trois contraintes principales dn_1 , dn_2 , dn_3) et la contrainte résultante fait un certain angle φ avec la normale ΩN au plan considéré.

Si nous considérons tous les « vecteurs différentiels » situés dans le plan tangent et tous les plans situés à l'intérieur du solide, nous pouvons

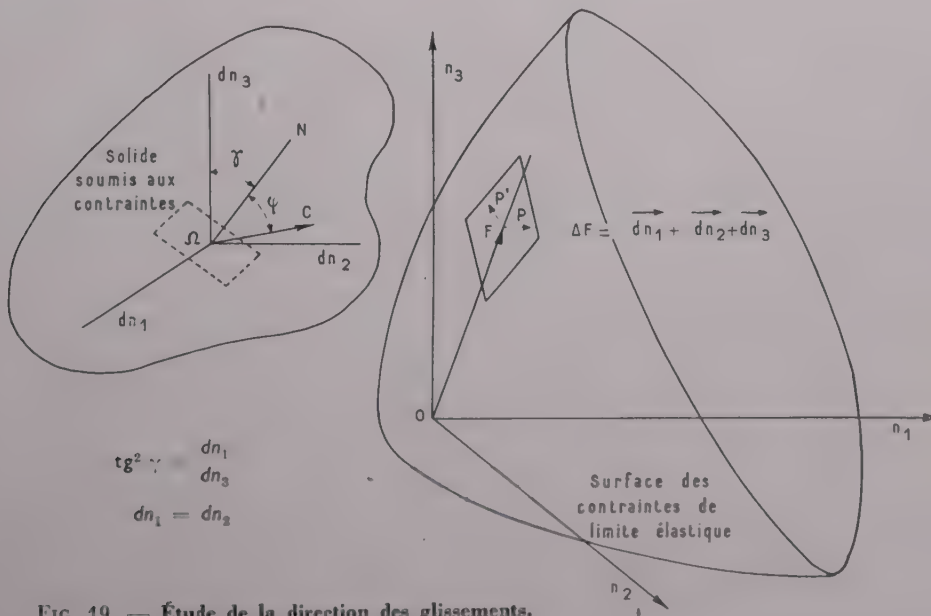


FIG. 19. — Étude de la direction des glissements.

calculer pour cette multiple infinité de couples l'angle entre un plan quelconque et le vecteur qui lui est appliqué provoqué lui-même par une des contraintes différentielles situées dans le plan tangent à la surface des contraintes.

Vous voyez donc que l'on se trouve en face d'un problème indéterminé, mais nous pouvons chercher parmi tous ces plans, et parmi toutes ces contraintes différentielles possibles, celui ou celle dont le vecteur résultant fait l'angle minimum avec le plan de glissement possible. Il nous est apparu comme raisonnable de considérer que le plan sur lequel ces glissements se produisaient, est celui avec lequel une des contraintes différentielles fait l'angle le plus petit possible.

Je ne m'appesantirai pas sur les calculs algébriques qui conduisent à une conclusion extrêmement simple : l'angle γ de la normale au plan de glissement avec la plus grande des contraintes a pour expression $\operatorname{tg}^2 \gamma = \frac{dn_1}{dn_3}$ avec la condition $dn_1 = dn_2$. Vous voyez que ce problème en apparence totalement indéterminé comporte une solution bien définie.

5° Étude des résultats des calculs.

Nanti de ces résultats concernant les angles et concernant les contraintes, on peut tracer un tableau qui comporte les relations entre, par exemple, la contrainte de compression prise pour unité et telle ou telle autre contrainte que nous voudrions étudier. Les formules sont algébriques dans un certain nombre de cas et nous avons explicité les rapports de la résistance à la compression à la résistance à l'étreinte simple à la traction simple, à la traction double, au cisaillement simple, à la traction triple, et nous avons même explicité la formule de fretage toujours suivant la même théorie.

On peut ensuite calculer les valeurs des rapports $\operatorname{tg}^2 \gamma$ en fonction des mêmes données.

Il est à noter qu'il n'entre dans l'établissement de ces formules aucune autre hypothèse que celles que j'ai posées, à savoir que le volume de dilatation critique est constant et que l'angle de glissement est défini par la condition du minimum d'angle entre un certain plan et une certaine force.

Pour rendre l'examen des résultats des formules plus facile, nous les avons traduites par les courbes des figures 20 a et 20 b.

Voici, (fig. 20 a), la résistance à divers efforts rapportée à la résistance en compression simple. La résistance à l'étreinte, c'est-à-dire à deux efforts perpendiculaires égaux, la troisième contrainte

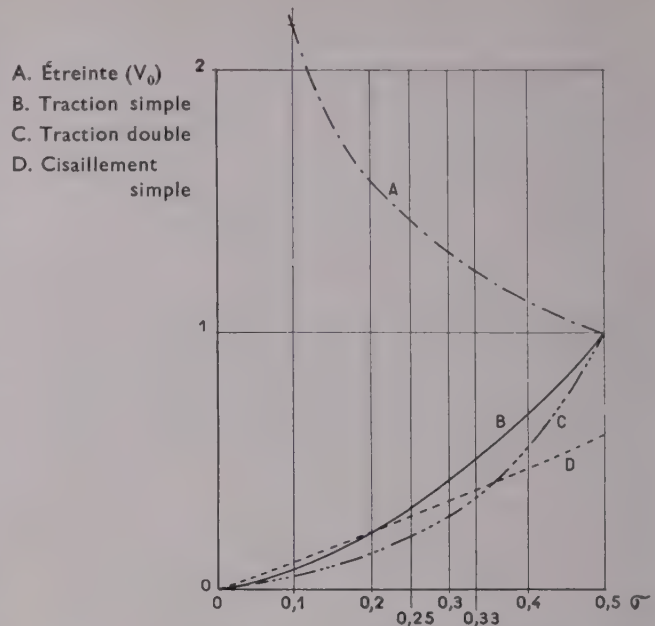


FIG. 20 a. — Rapport de la résistance en compression simple et celle relative à d'autres sollicitations.

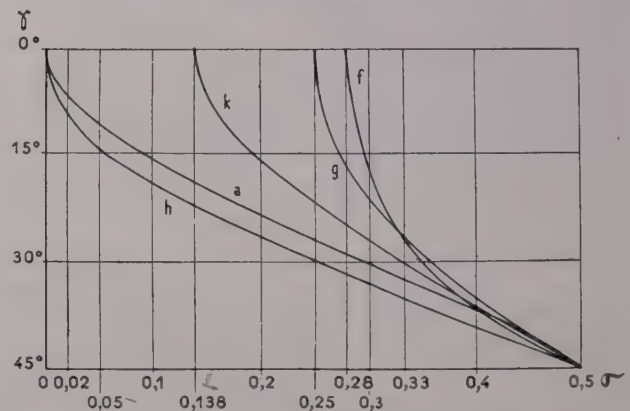


FIG. 20 b. — Angles de glissements : (f) traction simple; (a) compression simple; (g) traction double; (h) étreinte simple; (k) cisaillement simple.

étant nulle, est égale à 1 pour un corps de coefficient de Poisson égal à 0,5 elle augmente sensiblement lorsque le coefficient de Poisson décroît, c'est en particulier le cas du béton qui, pour un coefficient de Poisson de 0,2, voit sa résistance à l'étreinte augmenter d'environ 60 % par rapport à sa résistance en compression simple. Par contre la résistance à la traction simple qui, elle aussi, est encore égale à la compression simple dans les corps plastiques, diminue pour un coefficient de Poisson diminuant. Pour le béton par exemple, $\sigma = 0,2$, on atteint en traction simple seulement un cin-

quième de la résistance à la compression simple; traction double, conclusion analogue. D'autre part, on voit que la résistance au cisaillement simple d'un corps plastique est voisine de 0,6 de la résistance en compression simple et non pas 0,5. Pour un corps dont le coefficient de Poisson est voisin de 0,2 la résistance au cisaillement simple est égale à la résistance en traction simple. Jusqu'à présent, vous voyez donc que tous les chiffres que donnent ces formules coïncident très exactement avec ce que l'on est habitué à constater. En particulier la résistance en traction triple c'est-à-dire traction hydrostatique d'un corps de coefficient de Poisson 0,5 est infinie, de même que sa résistance à la compression. Vous savez que c'est le cas des liquides, l'eau en particulier a pu être soumise à des tractions triples considérables (évidemment dans des conditions particulières qui évitent l'évaporation). L'eau, liquide rigoureusement plastique en ce qui nous concerne, résiste à une compression très grande et à une traction très grande. Lorsque le coefficient de Poisson n'est pas tout à fait égal à 0,5, la résistance à la traction triple peut néanmoins être beaucoup plus grande que la résistance à la traction simple, valeur qu'elle atteint lorsque σ est voisin de 0,42.

Voici une autre figure 20 *b* qui montre les angles de glissements. L'angle que fait le glissement avec la contrainte principale est égal à 45° dans tous les cas de compression simple, de traction simple, traction double, étreinte, etc... pour un corps dont le coefficient de Poisson est 0,5. Il y a changement notable lorsque le coefficient de Poisson diminue,

en particulier en traction simple, l'angle devient nul dès que l'on atteint un coefficient de Poisson inférieur à 0,28, il reste nul pour toutes valeurs du coefficient de Poisson inférieures à 0,28. En cisaillement, c'est à partir d'un coefficient de Poisson voisin de 0,13 que l'angle de glissement est nul.

Vous voyez au contraire qu'en compression, l'angle de glissement est égal à 45° pour $\sigma = 0,5$ et décroît jusqu'à 0 pour $\sigma = 0$, c'est-à-dire que pour un corps dont le coefficient de Poisson serait nul, les glissements seraient parallèles à la compression.

Tout ceci rentre bien dans le cadre des observations que l'on peut faire généralement, nous allons d'ailleurs maintenant passer à l'examen de quelques applications de la théorie.

6° Comparaison avec l'expérience.

Sable.

Nous allons d'abord examiner le cas du sable. Le sable est un corps dans lequel il est bien évident que le régime élastique est dépassé lorsque l'on provoque un écartement des particules. A ce moment-là, les conditions de fonctionnement du corps ne sont plus du tout les mêmes que celles qui se produisaient lorsque les particules sont en contact, par conséquent nous pouvons dire que le volume critique est conditionné par $d = 0$ ce qui revient à dire que le sable est un corps dont le volume critique est nul et dans le domaine élastique nous aurons à écrire que $n_1 - \sigma(n_2 + n_3) = 0$ tout simplement.

Regardons d'abord la figure 21. Nous avons fait un double tracé dans lequel la ligne pleine

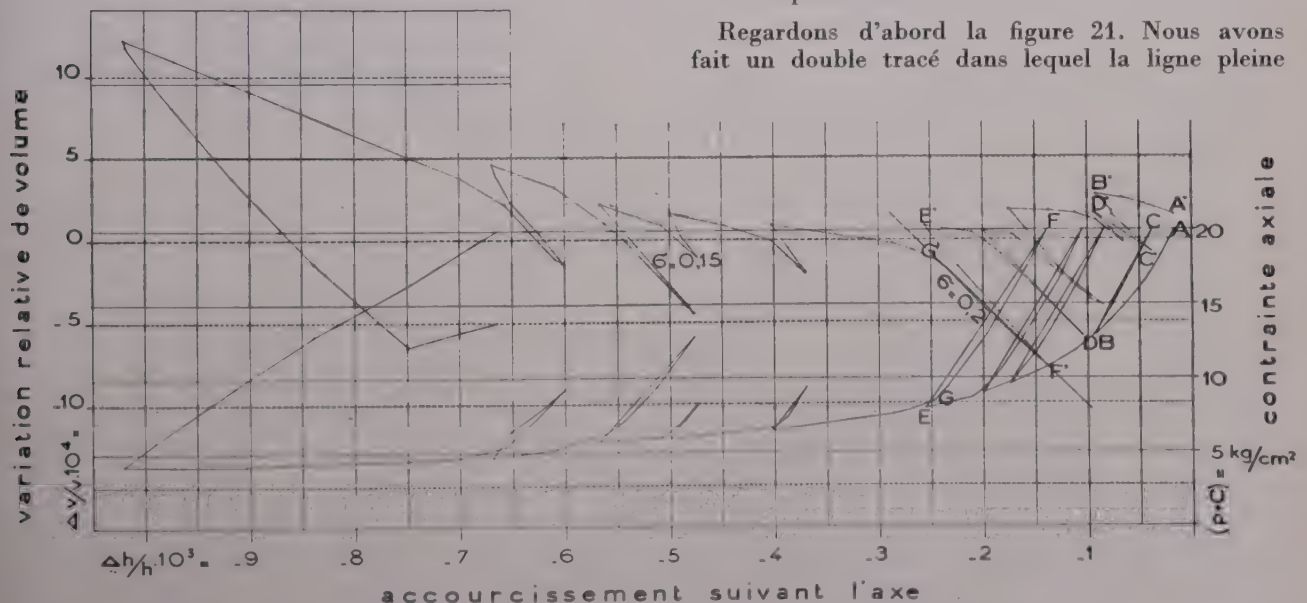


FIG. 21. — Essais du sable en frettage ("compression").

représente la contrainte axiale agissant sur un échantillon de sable soumis à un frettage constant de 20 kg/cm^2 , (éprouvette de 6 cm de diamètre et de 10 cm de hauteur). La ligne pointillée représente les variations de volume. On exerce sur l'éprouvette une force croissante à partir de l'étreinte triple de 20 kg et on regarde ce qui se passe, en ce qui concerne les variations de longueur de l'éprouvette en fonction de la contrainte axiale ainsi que les variations de volume de l'éprouvette. Le tracé en ligne pointillée donne par sa pente la valeur du coefficient de Poisson.

On constate que lorsque l'on met le sable en charge il se produit un écrouissage caractérisé par une diminution de volume au retour à l'état initial. Si l'on mesure en même temps le coefficient de Poisson, par exemple ici dans le trajet GH, G'H', il a pour valeur 0,25; à ce coefficient là correspond une variation de contrainte donnée par les formules classiques de 40 kg . On constate que le point H' est très exactement sur une contrainte de $20 + 40 = 60 \text{ kg}$. On peut même aller un peu loin parce que si l'on écroute à nouveau le sable par un cycle supplémentaire, on trouve que le coefficient de Poisson diminue encore légèrement et atteint une valeur correspondant à $\sigma = 0,24$ soit une résistance d'environ 62 kg . Mais à partir de ce moment, nous atteignons la limite; si on le soumet à des contraintes plus élevées on voit bien sa résistance augmenter, de même qu'un corps soumis à une traction s'écroute, mais la courbe de déformation s'infléchit au-dessus de 62 kg , nous sommes donc dans un domaine qui sort complètement de celui que nous nous sommes fixés.

On peut faire exactement le même essai sur la même éprouvette en provoquant une diminution des charges, c'est un essai de "traction simple" (fig. 22). Nous sommes partis d'un point A qui suivait l'expérience précédente, c'est-à-dire que nous avions un sable qui avait été d'abord écrouti par compression. Nous constatons au début un coefficient de Poisson correspondant à la ligne D'C' qui est relativement élevé et qui correspond donc à une résistance élastique relativement faible; la ligne D'C' correspond à peu près à $\sigma = 0,3$ c'est-à-dire une résistance à la traction égale à $2 \times 0,3 \times 20$ soit 12 kg/cm^2 . Si l'on décrit plusieurs cycles en cherchant à augmenter l'écroutissage, on constate effectivement une diminution du coefficient de Poisson passant à 0,2 qui correspond lui à une résistance à la traction d'environ 8 kg ($2 \times 0,2 = 0,4 \times 20 = 8 \text{ kg}$) puis le coefficient de Poisson diminue jusqu'à la valeur 0,15 qui correspond à 6 kg .

On voit donc que dans les deux cas la relation est bien applicable à condition d'atteindre la limite mais de ne pas la dépasser.

Cette expérience pourrait d'ailleurs probablement être méditée avec intérêt par les spécialistes des études élastiques des métaux, elle pourrait peut-être leur donner des idées sur l'effet que l'on appelle « effet Banschinger » d'après lequel, lorsque l'on augmente la limite élastique par traction, on la diminue simultanément par compression. C'est analogue à ce que nous avons obtenu pour le sable

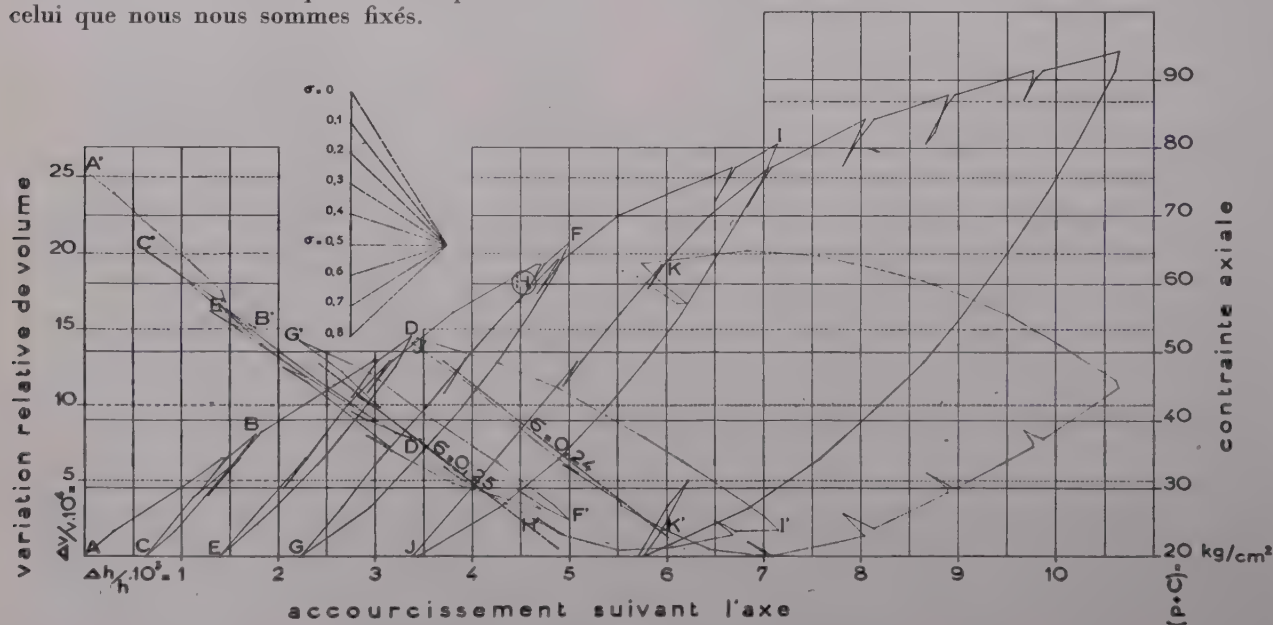


FIG. 22. — Essais du sable en étreinte ("traction").

car lorsque nous avons augmenté sa limite élastique en compression, nous avons pu constater que sa résistance en traction est relativement très faible, beaucoup plus faible que celle que l'on obtient lorsqu'on l'écroute à nouveau dans ce sens.

Corps plastiques.

Nous allons examiner (fig. 23) les essais que M. Habib a faits sur de l'argile plastique. Les cercles expérimentaux sont figurés en haut et correspondent à un certain système de contrainte.

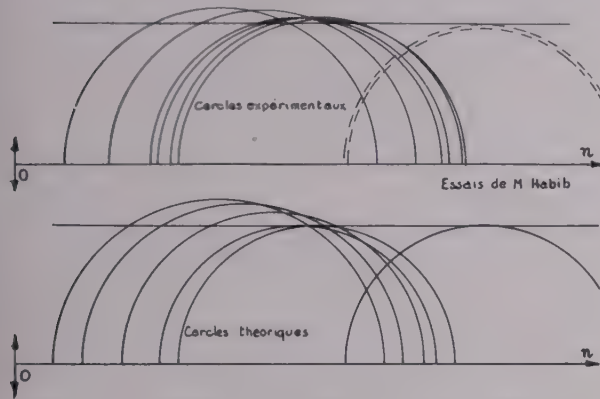


FIG. 23. — Essais de M. Habib sur l'argile plastique.

Lorsque l'on applique la théorie précédente à une des contraintes appliquées, on trouve obligatoirement l'autre contrainte puisque $\sigma = 0,5$. Les tracés des deux types de cercles expérimentaux et théoriques montrent évidemment une concordance entre les deux systèmes de résistance.

Voici d'autres essais (fig. 24). Il s'agit d'un tube de plomb de 10 cm de diamètre et 10 cm de hauteur, soumis à la fois à une compression et à une étreinte.

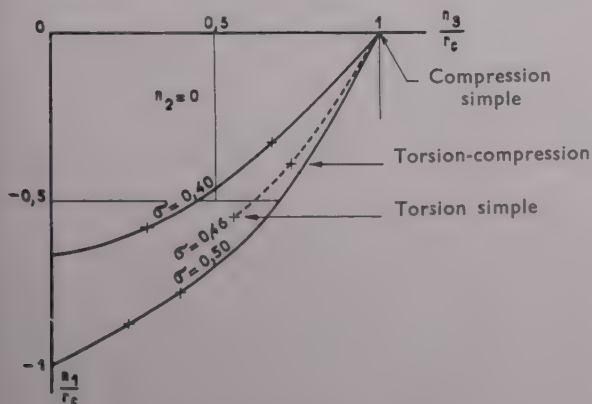


FIG. 24. — Essai de traction-compression sur tube de plomb.

On a mesuré les déformations par des jauges placées sur le tube et on constate que les limites élastiques sont atteintes pour les valeurs que vous voyez sur la figure. La distance en compression simple étant prise égale à 1, les deux courbes tracées correspondent aux résistances théoriques de torsion avec compression pour $\sigma = 0,50$ et $\sigma = 0,40$. Les deux croix réunies par un trait pointillé montrent les résultats obtenus pour le plomb pour lequel le coefficient mesuré était compris entre 0,44 et 0,48.

Métaux.

Mais d'autres résultats sont encore plus intéressants à examiner, ce sont ceux qui proviennent des essais effectués il y a près d'une quinzaine d'années par M. Prot, ce sont des essais triaxiaux exécutés sur métaux. Les essais ont consisté à employer des éprouvettes cylindriques, tubulaires ou non, soumises à un certain système de contraintes et à mesurer la valeur de ces contraintes lorsque la limite élastique est atteinte. Le dispositif ne permettait pas de mesurer les déformations, mais la limite élastique était appréciée par une oscillation de la courbe caractéristique dès l'apparition des phénomènes de glissement. Il serait intéressant de faire des essais avec mesure des déformations car il n'est pas toujours très commode de voir exactement cette oscillation qui caractérise le début des glissements, c'est peut-être là l'origine des quelques divergences que nous allons constater.

Prenons par exemple les deux aciers appelés A et B. Si nous prenons comme donnée du problème le cercle de traction simple (puisque'il faut bien donner au moins une des caractéristiques du corps) et un coefficient de Poisson de 0,46, on constate que dans les deux cas, les deux cercles de cisaillement-torsion cadrent parfaitement bien avec l'expérience, seul le cercle mesuré en compression simple

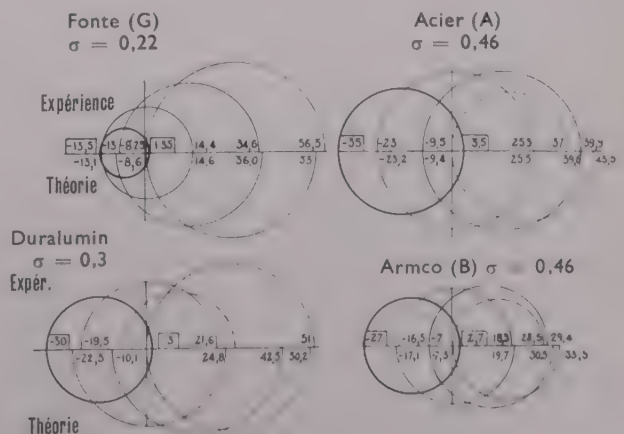


FIG. 25. — Analyse des essais de M. Prot.

est trop petit. Je crois qu'il faut en chercher la cause dans une rupture prématurée due à un flambage. Ainsi avec la seule valeur (0,46) du coefficient de Poisson des aciers dans la phase plastique correspondant aux essais et le cercle de traction simple, les deux autres cercles cadrent parfaitement; à noter en particulier que pour un coefficient de Poisson donné, tous les systèmes sont semblables géométriquement.

Un autre essai fait sur du duralumin donne pour le cercle de traction simple la valeur que nous prenons pour base de 30 kg/cm^2 . Si l'on fait le calcul avec un coefficient de Poisson de 0,38, (nous retrouverons d'ailleurs un coefficient très voisin tout à l'heure), on trouve deux cercles de cisaillement et de compression simple très voisins de ceux qui ont été trouvés. Seul un cercle de cisaillement ne va pas, mais là M. Prot a fait remarquer que ce cercle était nettement en dehors des limites de l'épure et dû à un phénomène inexplicable.

Enfin terminons en examinant un cas qui ne peut prêter à contestations, il s'agit de la fonte. La fonte présente cette agréable particularité de n'être que peu écrouissable et de se rompre brusquement, lorsque la limite élastique est atteinte ou fort peu dépassée. On ne peut donc avoir d'ambiguïté dans la détermination des valeurs de limite élastique, or si nous prenons pour coefficient de Poisson la valeur 0,22 qui est raisonnable et correspond à la grandeur de l'angle de glissement observé et prenons pour base le cercle de traction simple, nous constatons que les trois autres cercles expérimentaux coïncident avec ceux que donne la théorie.

Donc sans aucun artifice, sans aucun coefficient arbitraire, sans aucun coup de pousse, la théorie basée sur des hypothèses excessivement simples conduit directement aux résultats expérimentaux.

Glissements.

Voyons maintenant la question des angles de glissement.

Voici les résultats, d'abord des essais faits aux États-Unis (fig. 26) dans lesquels on voit tout à fait bien que l'angle de glissement est de 30° , le coefficient de Poisson a été mesuré il reste voisin de 0,35 pour une déformation considérable. Si on applique strictement les formules données ci-dessus on trouve une correspondance rigoureuse entre l'angle et le coefficient de Poisson.

Voici traduits sur le même graphique les résultats de quelques essais (fig. 27), on retrouve l'essai précédent, coefficient de 0,35; un essai personnel sur de l'aluminium pour lequel la mesure a donné une valeur plus faible du coefficient de Poisson;

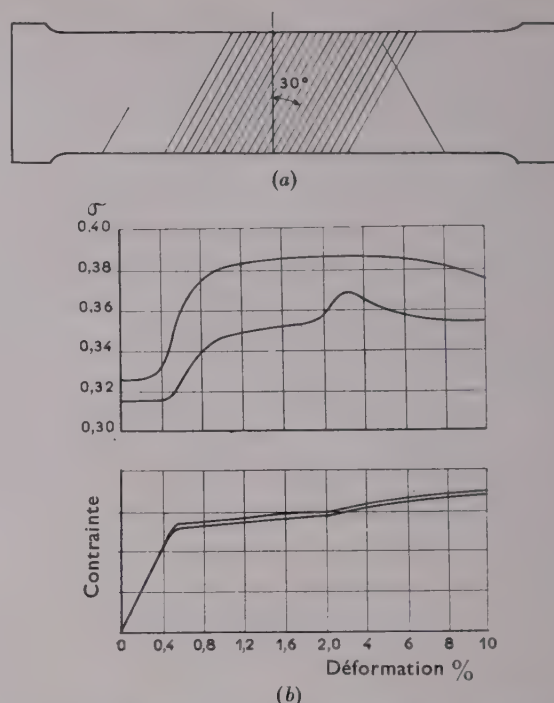


FIG. 26. — Essais sur de l'aluminium, lignes de glissement.

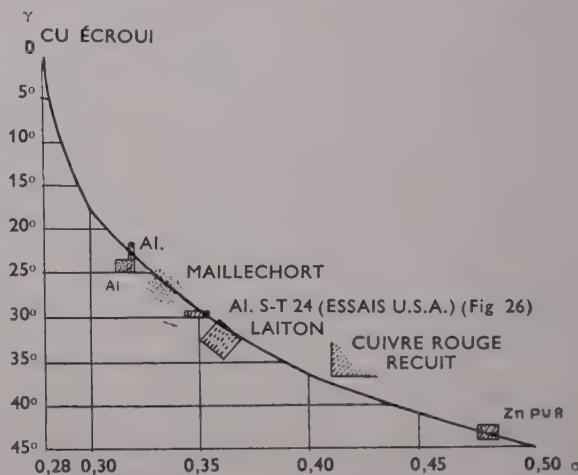


FIG. 27. — Résumé de diverses mesures de la direction des glissements.

sur du maillechort, indiqué en pointillé, car il y a une incertitude sur la direction des lignes de glissement. Sur du cuivre écroui (ayant un coefficient de Poisson inférieur à 0,28), il n'y a pas de glissement, sur du cuivre recuit au contraire, qui à un coefficient de Poisson élevé on constate des glissements inclinés à $35-40^\circ$. Sur du zinc qui a un coefficient tout à fait voisin de 0,5, ses glissements sont voisins de 45° .

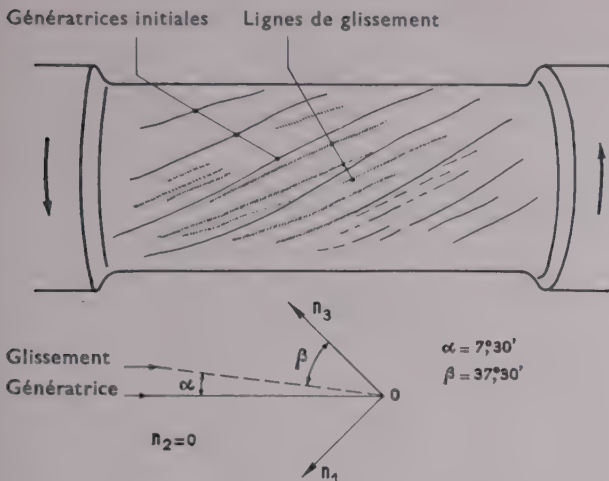


FIG. 28. — Essai de torsion sur barre de plomb.

Enfin glissement de torsion, on observe sur une éprouvette de plomb (σ voisin de 0,46) un angle de $7,5^\circ$ avec les génératrices. L'application de la formule donne la même valeur (fig. 28).

Vous voyez donc que tout ceci conduit à des résultats qui sont tout à fait contrôlés par l'expérience.

A propos des glissements, je crois qu'on peut faire une remarque utile. Lorsque l'on soumet une barre métallique à une torsion, les glissements sont presque parallèles aux génératrices, lorsque l'on augmente cette torsion, on fait croître la limite élastique du métal, mais on n'a pas mis en jeu les mêmes glissements que ceux qui sont provoqués par un allongement de la barre. Par conséquent il reste à celle-ci une possibilité de déformation par glissements voisins de 45° , dus en particulier à l'allongement de la barre, ou à sa pliure. On s'explique donc ainsi que les aciers dont la limite élastique a été augmentée par torsion conservent en flexion ou en allongement simple une limite élastique et une limite plastique considérable; ceci explique la différence de comportement entre l'écroutissage par traction simple et l'écroutissage par torsion.

7° Relation avec la théorie de la courbe de résistance intrinsèque.

Enfin, je voudrais pour terminer, vous montrer dans quelle mesure cette théorie se raccorde avec la théorie de la courbe intrinsèque.

Lorsque l'on a tracé les surfaces $f(n_1, n_2, n_3) = 0$ correspondant à un coefficient de Poisson donné,

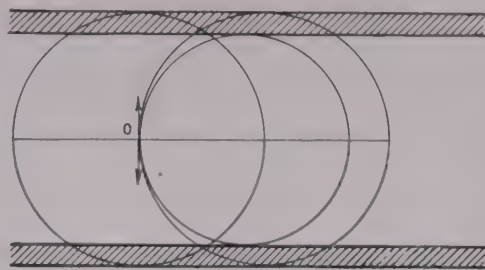


FIG. 29. — Enveloppe des cercles de Mohr ($\sigma = 0,5$).

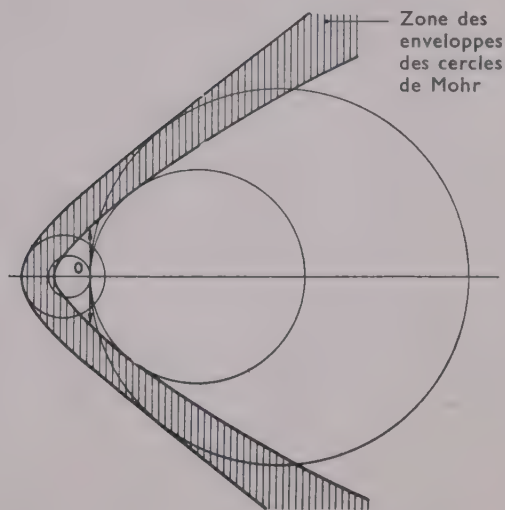


FIG. 30. — Enveloppe des cercles de Mohr ($\sigma = 0,25$).

on peut pour chacun des points de la surface, tracer les cercles de Mohr ayant pour extrémités les deux contraintes principales extrêmes. Il existe une certaine aire, limitée par deux courbes, dans laquelle passent tous les cercles de Mohr. Dans le cas de $\sigma = 0,5$, on constate très facilement que ces aires sont limitées par deux bandes parallèles à l'axe, l'une des droites limites étant à 0,5 de la résistance à la compression, l'autre à 0,6 environ de la même résistance (fig. 29). On voit donc que la courbe intrinsèque est en quelque sorte le tracé moyen des enveloppes que notre théorie amène à prévoir. Dans le cas de $\sigma = 0,25$, nous avons fait un tracé approximatif de cette aire. On constate tout de suite que l'allure générale de ces aires est très sensiblement la même que celle des courbes intrinsèques qui ne font en quelque sorte que schématiser cette zone par une courbe unique.

CONCLUSION

Il nous paraît, en conclusion, que la théorie du volume de dilatation critique, basée sur deux principes simples, traduit avec une exactitude très largement satisfaisante l'ensemble des conditions de résistance élastique des corps considérés en résistance des matériaux et soumis à des sollicitations quelconques.

On jugera peut-être que les principes sont assez inhabituels et ont un caractère empirique. Mais je suis convaincu que s'ils se révèlent exacts quant à leurs conséquences on saura bientôt les relier à d'autres notions plus générales.

Les expériences que nous avons pu consulter cadrent avec notre théorie; il est vraisemblable qu'il en existe d'autres où les mesures ont porté à la fois sur les contraintes et les déformations. Nous souhaiterions en avoir connaissance. Si de telles expériences n'existent pas, nous souhaitons encore plus vivement que les spécialistes des Laboratoires s'intéressent à cette question et — quelles que soient les difficultés expérimentales (que je ne mésestime assurément pas) — poursuivent des essais en étreinte multiple sur des matériaux tels que la fonte ou les plastiques et des

déterminations des glissements sur des éprouvettes de forme simple.

Avant de terminer, je tiens à vous dire que cette conférence fera l'objet d'un article, plus détaillé du point de vue technique et algébrique, qui paraîtra dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, nos 4 et 5 de 1956.

Il me reste maintenant à espérer que cet exposé ne vous aura pas paru trop fastidieux et à vous remercier de l'attention que vous avez bien voulu me porter.

Je tiens aussi à adresser mes remerciements à tous ceux qui m'ont aidé dans la réalisation de cette étude en particulier à MM. Julia, Herlem et Behar, à mes Collègues du Comité Technique de l'Association Française des Ponts et Charpentes qui m'ont encouragé à poursuivre ces études, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et la Société des Ingénieurs Civils de France et à l'Association Française des Ponts et Charpentes qui ont organisé cette réunion, enfin tout particulièrement à M. l'Inspecteur Général Grelot, Directeur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui nous fait l'extrême honneur de bien vouloir présider cette réunion.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. BRICE de la communication très claire qu'il a faite sur un sujet réellement difficile; vos applaudissements montrent tout l'intérêt que vous y avez pris. Lorsque j'ai eu connaissance pour la première fois de cette nouvelle théorie, j'ai dit à M. BRICE : il me semble que c'est un peu une vue de l'esprit qui est vraiment très intéressante, mais je ne vois pas comment vous y êtes arrivé. Il vous l'a montré aujourd'hui. Une théorie comme celle-là a évidemment besoin d'être étayée sur un nombre d'expériences considérable, de manière à voir si elle est applicable dans tous les cas. Les résultats obtenus déjà sont certainement très prometteurs.

M. CAQUOT. — J'ai le regret de ne pas être d'accord avec M. BRICE. Je lui rends hommage pour le magnifique exposé qu'il a fait et pour les expériences qu'il a conduites. Mais j'ai pu réfléchir au problème qu'il a posé et malheureusement, un grand nombre d'objections apparaissent qui ne permettent pas de considérer cette théorie comme définitive.

La première objection est celle de la résistance des corps que j'ai appelés les semi-liquides. Ces corps qui sont, en pratique, les métaux purs, c'est-à-dire le fer, l'aluminium, le cuivre, etc., sont caractérisés par le fait que leur coefficient de frottement est égal à 1. Si vous prenez un cube qui est soumis à une certaine compression sur deux faces opposées et si vous exercez sur les autres faces de ce cube un effort d'une certaine grandeur, cet effort se répercute sur la surface pressée avec la même valeur, autrement dit c'est un liquide qui a une résistance initiale.

Tous les corps, tous les métaux purs, obéissent à cette loi qui est connue depuis très longtemps par les métallurgistes, et en particulier qui est enseignée depuis une cinquantaine d'années sous le nom de loi de Dugué.

Cette loi dit ceci : tous les corps purs ont un coefficient de cisaillement constant, c'est ce que vient de montrer M. BRICE pratiquement pour l'argile et pour un certain nombre de métaux comme le plomb.

Mais la théorie de M. BRICE entraîne nécessairement un coefficient de Poisson égal à 0,5 ou aux environs immédiats, si le corps n'a qu'approximativement la qualité d'un semi-liquide. Or, malheureusement, les coefficients de Poisson ne sont pas de 0,5; l'acier, le duralumin ont un coefficient de Poisson qui varie suivant les alliages, entre 0,25 et 0,35, c'est-à-dire que le coefficient de ce frettage est de plus du double de celui que donnerait la théorie de M. BRICE. Ceci est un premier point.

Un second point, qui est peut-être encore plus grave, c'est celui de la résistance des liquides; vous savez que les liquides sont caractérisés par la résistance à la traction; nous divisons les corps en trois catégories, les solides, les liquides, les gaz; vous remarquerez que dans tous les livres de physique on oublie de définir ce qu'on appelle un solide, un liquide ou un gaz; nous pouvons le définir, parce que le solide a une résistance à un tenseur; quelle que soit sa forme. Cette résistance est limitée, mais toujours existante; le liquide, lui, n'a de résistance qu'au tenseur hydrostatique, que ce tenseur soit de compression ou de traction. Il a une résistance très élevée même à la traction puisque les liquides ne se séparent pas quand on les met dans un tube en dépression, et c'est grâce à cette résistance que nous avons des remontées capillaires qui dépassent plusieurs dizaines de mètres et qui viennent nourrir les plantes cultivées.

Or, dans la théorie de M. BRICE, la résistance des liquides est nulle et, par conséquent, sa théorie se trouverait limitée.

Une troisième objection est la suivante : si vous considérez un sable, et les expériences qui ont été faites au *Laboratoire des Ponts et Chaussées* sont très nettes, ce sable a une certaine déformation en fonction de la force; si vous examinez cette déformation en fonction des forces à l'origine, elle n'est pas linéaire, or, s'il n'y a pas de déformation linéaire, il n'y a pas de coefficient de Poisson. Et, bien qu'il n'y ait pas de coefficient de Poisson, vous trouvez parfaitement des cercles de Mohr qui s'alignent; la résistance intrinsèque se développe d'une façon tout à fait normale, et la fameuse théorie de Coulomb qui remonte maintenant à près de deux siècles se révèle pratiquement exacte.

Si vous prolongez alors l'expérience et si vous revenez en arrière vous pouvez, par le phénomène général appelé le phénomène d'accommodation, trouver quelque chose d'analogue à un système élastique; c'est ce que nous a montré, avec beaucoup de soin, M. BRICE dans son expérience. Mais ce système élastique n'est valable que pour un tenseur de forme déterminée, il n'y a pas d'élasticité vraie et il n'y a réversibilité que si vous reproduisez l'expérience indéfiniment avec les mêmes proportions de force. Avec une certaine approximation vous pouvez envisager deux coefficients de Poisson, l'un en système de compression, l'autre en système de traction.

Ces trois faits ne sont pas compatibles avec la théorie de M. BRICE que je regrette de ne pas admettre, quoique cette théorie ait été faite avec un soin remarquable,

avec une honnêteté totale, et M. BRICE nous a montré lui-même les conditions nécessaires pour que sa théorie soit exacte. Dans la vérification, il nous a dit : pour le plomb je suis obligé d'avoir un coefficient de 0,45 (il peut le mesurer quoique ce soit très difficile pour le plomb) et pour l'acier un coefficient de 0,46. Ce coefficient est malheureusement tellement différent de ce que l'expérience nous enseigne et les conséquences mécaniques sont tellement différentes que, malgré son magnifique exposé et en rendant hommage à M. BRICE qui, dans toutes ses expériences, est un expérimentateur absolument sincère, honnête et fidèle, je ne puis me rallier à la théorie qu'il en déduit non conforme à l'ensemble des faits connus.

M. BRICE. — Je répondrai aux trois objections que m'a présentées M. CAQUOT.

1^o Je ne suis pas absolument convaincu, en ce qui concerne les aciers qui ont fait l'objet des expériences de M. PROT, qu'on n'ait pas dépassé la limite élastique. Je suis même convaincu que l'essai a été réalisé en phase plastique où le coefficient de Poisson devient voisin de 0,5 — en fait 0,46 (1).

En ce qui concerne le duraluminium qui présente pour une déformation jusqu'à dix centièmes, un coefficient de Poisson voisin de 0,36, les résultats expérimentaux sont bien ceux que donne notre théorie.

2^o La résistance à la traction hydrostatique très élevée des liquides est bien traduite par la théorie puisque nous avons vu que pour $\sigma = 0,5$ elle est infinie. Or cette valeur $\sigma = 0,5$ est bien celle qui appartient aux liquides dont les déformations ont lieu dans un très large domaine à volume constant.

3^o En ce qui concerne le sable, j'ai examiné un corps un peu particulier. J'ai formé l'hypothèse que le sable entrerait en phase plastique lorsque les grains avaient tendance à s'écarter les uns des autres. J'ai constaté

(1) Cette valeur est parfaitement confirmée par les essais de M. CASSÉ (*Travaux*, mai 1948), mentionnés plus loin par M. VALLETTE, qui pour de l'acier doux et mi-dur indiquent un coefficient de gonflement transversal voisin de 0,45 pour un allongement de l'ordre de un centième. D'ailleurs, j'ajoute que c'est le cas de presque toutes les expériences faites sur des métaux au voisinage de la rupture. Les essais de TAYLOR et QUINNEY, de EDWARD et MILLER, rappelés par NADAI dans sa *Theory of Flow and Fracture of Solids*, prouvent à l'évidence que la troisième contrainte intervient. Les points expérimentaux sont tous situés à l'extérieur de la courbe qui tient pour nulle l'influence de la contrainte intermédiaire et sont proches de l'ellipse de Hencky Mises ou des courbes déduites de la théorie du volume de dilatation comme celles que nous avons tracées pour $\sigma = 0,5$ (fig. 16) ou pour le plomb (fig. 24).

Il est à noter que pour les corps « semi-liquides », dont le coefficient σ est voisin de 0,5, la résistance au cisaillement est constante et indépendante de l'étreinte, mais sa valeur, ainsi que le montrent notamment les expériences rappelées ci-dessus, n'est pas la moitié de la résistance à la traction ou à la compression, mais plus élevée. La théorie du volume de dilatation critique donne 0,6 environ pour $\sigma = 0,5$.

en faisant des mesures assez précises que pour un sable ayant atteint le maximum de compacité, la phase plastique apparaissait pour une valeur des contraintes correspondant à un écartement des grains et pour une valeur expérimentale mesurée du coefficient de Poisson moyen au cours de l'expérience. Le sable compacté se conduit comme un corps dont le volume de dilatation critique est nul.

M. CAQUOT. — Après avoir critiqué l'exposé, je dois maintenant lui rendre hommage. Cet exposé, comme M. BRICE vous l'a montré, est beaucoup plus voisin des faits que toutes les autres théories proposées, à part la courbe intrinsèque. M. BRICE est parti de l'idée de la déformation d'un corps mais pour des raisons physiques, que je ne vais pas vous exposer parce que ce serait trop long, ce n'est pas la déformation, ce ne sont pas les phénomènes de mesure élastique ni du coefficient de Hood, ni du coefficient de Poisson qui peuvent déterminer les limites de rupture, c'est le phénomène de contrainte, et quand vous examinez les deux tenseurs qui, dans le système élastique se correspondent, le tenseur de contrainte d'une part, le tenseur de déformation de l'autre, ils diffèrent à une échelle convenable uniquement par un tenseur de compression simple, et des deux c'est certainement le tenseur des contraintes qui intervient. Je félicite M. BRICE qui, grâce à son esprit critique, a vu que les tensions qui ont amené la déformation, si elles s'y rattachaient, ne pouvaient le faire que par cette expérience ingénieuse du petit volume; aussi nous pouvons lui rendre hommage, sa théorie n'est pas exacte à mon avis, mais elle est moins éloignée des faits que les théories qui ont été exposées à l'étranger. Il est très heureux que toutes les théories qui ont quelques chances de succès soient venues de France.

M. VALLETTE. — Sur le vu du sommaire, je croyais pouvoir me dire d'accord avec M. BRICE, les dilatations étant indiquées comme base de l'exposé.

Mais le développement donné ne correspond pas à ce que je pensais.

Je considère en effet que la sortie du domaine élastique étant définie, en état simple de contrainte, par une dilatation caractéristique, fixée par exemple à 2/100 pour l'acier, c'est cette même dilatation qu'il faut obtenir et exprimer en état multiple.

Comme il s'agit d'une plastification, à loi inconnue, je crois qu'on ne peut éviter de rechercher les coefficients dans l'expérience et à ce sujet la machine de M. PROT répond à la question. Elle traduit le brusque accroissement de la dilatation cubique se produisant à la plastification, tant pour la traction simple, que pour la compression-traction de l'acier.

L'évolution de cette dilatation a été étudiée par M. CASSÉ dans ses expériences de 1947 (*Travaux* 1948). On en tire les conséquences suivantes : le coefficient de contraction transversale voisin de 0,3 en période élastique garde cette valeur pour un allongement permanent important, le palier est masqué par une brusque réduction de ce coefficient, puis par un relève-

ment rapide s'approchant de 0,5 pour s'abaisser vers 0,44 à la fin du palier et se relever lentement ensuite.

Pour la dilatation longitudinale, j'avais d'autre part noté (*Association Française des Ponts et Charpentes*, septembre 1936 et 4^e volume *Association Internationale des Ponts et Charpentes*) une dilatation proportionnelle de 1/100 jusqu'aux deux tiers de la limite d'écoulement n_e , puis une dilatation plastique variable suivie d'une dilatation plastique proportionnelle de 2/1000 jusqu'à n_e .

Pour le béton, les essais de M. DEPELSENAIRE (*Travaux*, octobre 1954) montrent l'évolution du module de déformation.

Pour les relations entre les contraintes, correspondant à une même dilatation, M. L'HERMITE a bien voulu noter, dans son livre récent sur la *Technologie du béton*, où il pousse plus avant l'étude, que j'avais, après PONCELLES, GRASTAF, BACH, traité la question lors du Congrès international de mécanique de 1946 (*Génie Civil*, 15 février 1947 et 15 juin 1953). Mes résultats explicités pour l'acier concordent avec les essais de M. PROT, en y ajoutant mes coefficients.

Une douzaine d'autres propositions, basées soit sur le cisaillement (FRESCA, DE SAINT-VINCENT, GUEST, COULOMB, MOHR, SAUDEL...) soit sur le travail de déformation (HAIGH, BELTRAMI, HUBER, DE MISES, HENCKY, SCHLEICHER...) se disent également vérifiées par l'expérience en ajustant les deux paramètres pris en compte.

La proposition de M. BRICE s'y ajoute, outre les relations homologuées des Règles C. M. 45.

Enfin il me faut bien dire encore que dans un corps cohérent continu il ne peut y avoir de sollicitation au glissement.

Dans ces conditions, si l'on veut rechercher une entente, il faut arriver à un échange de vues entre les intéressés, puis à une étude en commun pour aboutir à des propositions qui seraient présentées par la normalisation.

C'est de cette façon que, grâce à l'action de M. LAZARD, un accord international a été obtenu à l'I.S.O. sur les relations de ruine des assemblages soudés.

Ces relations ont été établies en partant des résultats d'essais de VAN DER EB, présentés par M. BRICE. Explicitées, elles ont été introduites dans les nouvelles Règles françaises C.M. 56, qui ont conservé les Règles C.M. 46 pour le dépassement de la limite élastique.

Elles n'ont aucune prétention théorique, bien que M. VAN DER EB ait remarqué que l'hypothèse de PONCELLES traduisait le mieux ses résultats d'essais et s'accordait avec ceux analysés par ITERSÖN.

De même, sous l'impulsion de M. CAQUOT, les Règles C.M. 56 elles-mêmes sont soumises à la normalisation française.

Les relations ci-dessus des Règles C.M. sont applicables aux constructions. Celles relatives au dépasse-

ment de la limite classique sont parfaitement valables dans un certain domaine. Elles sont en accord avec les essais de M. PROT et ont été confirmées par de mêmes essais demandés en 1949 à la *Société Martin* pour leur contrôle.

Mais elles interviennent rarement, car si le dépassement de la limite élastique constitue un critère de ruine pour les pièces simplement tendues ou comprimées (flambement), dans les états de contraintes multiples localisés il constitue une adaptation, le champ tourne ensuite et intéresse d'autres points. Dans les amas de poutres, c'est le voilement qui intervient, et c'est la rupture pour les rivets et les soudures.

Il apparaît ainsi qu'elles ne sont pas déterminantes pour les ponts et que les Règlements français ont agi sagement en limitant les prescriptions aux sollicitations et contraintes simples.

En vue d'une mise au point de la question générale, j'émettrai le vœu :

1° Que soit créée au sein de l'*Association Française des Ponts et Charpentes* ou de l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* ou lors des réunions si amicales des sections de la *Société des Ingénieurs Civils*, une Commission d'étude chargée de rechercher les relations entre les contraintes, correspondant aux divers états limites, puis leur application désirable aux constructions;

2° Que la question soit ensuite présentée à la normalisation française, puis internationale.

M. BRICE. — Je n'ai jamais eu l'intention de modifier les règlements de construction, mais d'étudier un problème physique qui intéresse l'ingénieur pour mieux savoir apprécier ce qui se passe en sollicitations multiples ⁽¹⁾.

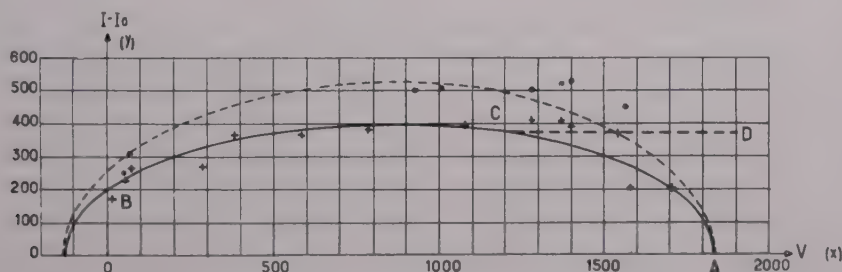


Fig. A. — Résultats d'essais de résistance à la torsion-compression.

⁽¹⁾ J'ajoute que je ne crois pas que la Normalisation ait rien à voir dans la question, pas plus que dans aucune étude de phénomène physique. Enfin, la théorie du volume de dilatation critique ne comporte qu'un seul paramètre : le coefficient de gonflement transversal qui est mesurable expérimentalement. Le seul objectif à poursuivre pour confirmer ou infirmer la théorie est de réaliser des expériences assez précises pour mesurer simultanément les contraintes et les déformations. C'est ce à quoi nous nous emploierons.

M. VALLETTE. — C'est une précision intéressante.

M. COUARD. — Je me permets d'intervenir pour demander au conférencier comment il arrive à justifier par sa théorie le fait qu'aussi bien dans les essais sur béton, dont il avait parlé, que dans les essais de M. HABIB sur les argiles, dont il parle, la résistance à la torsion soit maximum quand la contrainte axiale est maximum, autrement dit quand il arrive à la limite de compression simple, il y a une résistance à la torsion qui est maximum et cela résulte des résultats publiés par M. BRICE et par M. HABIB. D'autre part, cela me paraît incompatible...

M. BRICE. — C'est une question expérimentale, je ne sais pas très bien quels sont les résultats de M. HABIB. Je ne vois pas immédiatement ce dont il s'agit.

M. COUARD. — Je parle des vôtres, ceux que vous avez publiés dans *Travaux*, juin 1954, sur la torsion-compression du béton et ceux que vous invoquez sur argile maintenant.

M. BRICE. — Nous allons suivant votre exposé traduire graphiquement les résultats.

Soumettons une éprouvette simultanément à une compression simple (x) portée en abscisse et à un cisaillement (y) (de torsion sur tube par exemple) porté en ordonnée (fig. A).

En compression simple, nous aurons un point (A) sur l'axe Ox, en cisaillement simple un point (B) sur Oy. En traçant les couples de valeurs correspondant au critère de déformation choisi, on aura un diagramme tel que BC. Tout le problème est de savoir si la courbe BC prolongée doit passer par le point A ou non. Physiquement parlant, si le corps n'a pas été modifié par le traitement qu'on lui fait subir, la courbe BC doit passer par A. Une courbe telle que CD serait

surprenante — pourquoi le point A serait-il isolé?

M. COUARD. — Et pourtant, c'est celle-ci qui correspond à vos propres résultats numériques.

M. BRICE. — Dans la conférence, je n'ai pas parlé de ces résultats car il s'agit d'expérience à la rupture, et ici nous nous sommes basés sur des résistances qui concernent la limite élastique.

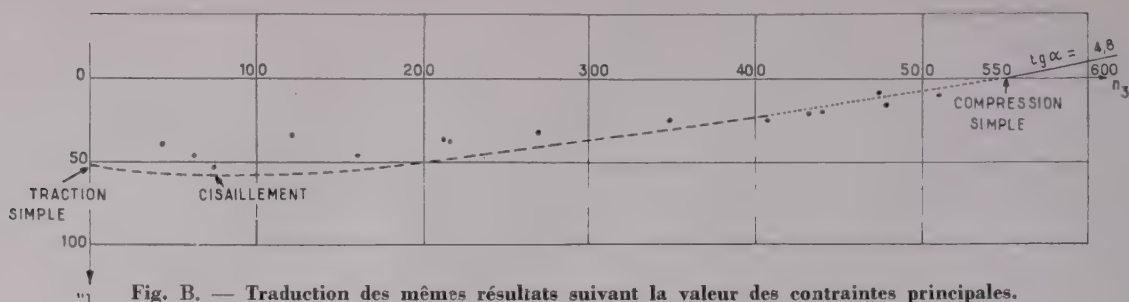


Fig. B. — Traduction des mêmes résultats suivant la valeur des contraintes principales.

M. COUARD. — Je reprends l'expérience de M. HABIB que vous avez bien voulu invoquer, sur la torsion d'un cylindre d'argile saturé sous une compression axiale, j'ai la thèse de M. HABIB entre les mains, il donne le schéma des cercles de Mohr correspondants suivant lesquels la résistance à la torsion de ces cylindres est indépendante de la compression axiale. Il obtient la même résistance à la torsion de son cylindre, que la pression axiale soit nulle ou égale à la limite de résistance en compression simple, il l'écrit en toutes lettres, pour être plus sûr qu'on comprenne bien facilement...

M. BRICE. — Je suis tout à fait d'accord, c'est la théorie du corps plastique, quelle que soit la compression, la résistance au cisaillement est constante, c'est d'accord.

M. COUARD. — Alors, comment avez-vous une courbe intrinsèque composée de deux droites parallèles et comment peut-on avoir une résistance au cisaillement constante quelle que soit la pression axiale?

M. BRICE. — Les deux familles de cercle de Mohr relatives aux deux droites parallèles, dont j'ai parlé, correspondent à deux types de sollicitation, selon que la contrainte intermédiaire est égale à l'une des contraintes principales (traction ou compression) ou bien à leur demi-somme (cisaillement ou torsion).

M. COUARD. — Sans risquer de m'égarer dans des considérations en voulant avoir l'expérimentation...

M. BRICE. — Comment va se tracer la courbe pour du béton? J'ai fait des expériences, si on joint les points expérimentaux qui sont plus ou moins dispersés, c'est indiscutable, est-ce que nous aurons une courbe qui croîtra jusqu'à une certaine valeur, telle que CD, ou passera-t-elle par la compression simple telle que CA? Je ne comprends pas comment elle ne peut pas y passer.

M. COUARD. — La courbe numéro 1 est celle que vous avez obtenue vous-même. Vos résultats expérimentaux sont excellents et recourent ceux de BRESLER et WOLLECK à Berkeley.

M. BRICE. — J'ai bien obtenu une courbe qui s'élève jusqu'au voisinage du point C, mais j'ai tout lieu de

penser que la rupture en compression simple a été prématurée ⁽¹⁾.

Mais je ne pense pas que l'on puisse à la fois avoir une courbe BCD et le point A isolé de compression de la figure A.

M. COUARD. — Si, et c'est démontré aussi par les résultats américains dont j'ai les photos de ruptures de poutres à l'effort tranchant.

M. BRICE. — En tout cas, on ne peut pas confondre la rupture et la limite élastique.

M. COUARD. — C'est la même chose...

M. BRICE. — Non, pas du tout, en compression la limite élastique est voisine de la moitié de la rupture, elle est au contraire presque égale en traction à la rupture sous cet effort.

M. COUARD. — La valeur de φ est égale à zéro si vous restez dans la limite élastique; là j'ai dit que j'étais d'accord avec M. VALLETTE, auquel je rends hommage parce que c'est le premier qui l'ait signalé, en période élastique $\varphi = 0$, le frottement interne ne peut pas intervenir et il y a incompatibilité entre frottement interne, cisaillement, glissement et phase élastique. Du moment que vous avez un cisaillement, c'est que le frottement intervient, à ce moment-là l'angle φ de frottement interne joue, vous ne pouvez pas avoir de domaine élastique avec le frottement interne.

M. PROT. — Je voudrais tout d'abord m'associer aux compliments que M. CAQUOT vient d'adresser à M. BRICE qui est un chercheur et un expérimentateur dont nous connaissons tous les remarquables qualités.

⁽¹⁾ De plus, la représentation sur le diagramme compression cisaillement est beaucoup moins fidèle que la représentation par les deux contraintes principales (fig. B) qui ne donne lieu à aucune ambiguïté quant au tracé de la courbe, ceci en raison de la présence d'une variation de courbure prononcée au voisinage de la compression simple dans le tracé du cisaillement en fonction de la compression.

Sa théorie est, sans doute, comme toutes les théories, sujette à quelques réserves mais elle a quelque chose qui m'a séduit, surtout dans sa dernière partie car j'ai été frappé, moi qui suis un tenant de la courbe intrinsèque, par le fait qu'il retrouvait cette même courbe à ceci près qu'il substituait à une ligne une plage de quelque étendue. Cette différence, loin d'être gênante, me paraît, au contraire, plutôt satisfaisante.

Je désirerais cependant demander à M. BRICE si sa théorie peut expliquer une anomalie que j'ai personnellement observée et qui a, d'ailleurs, préoccupé beaucoup d'autres expérimentateurs; MESNAGER l'avait observée il y a plus de trente ans. Si l'on rompt par compression une éprouvette cylindrique de pâte pure de ciment, on obtient une rupture en biseau au début de la prise et souvent des ruptures parallèles à la force de compression lorsque la prise est complète.

Il est vrai que le coefficient de Poisson de matériau essayé n'est pas le même dans les deux cas. Par ailleurs, je sais bien que la théorie de M. BRICE, tout comme la théorie de M. CAQUOT, ne considère que la fin du domaine élastique séparée de la rupture par une zone de plasticité plus ou moins étendue; cette zone est cependant d'autant plus étroite que le matériau est plus fragile. Par ailleurs, j'ai fait rompre par compression de très nombreuses séries d'éprouvettes prismatiques qui toutes, sans exception, quel que soit leur âge, ont montré des ruptures en biseau.

Je serais reconnaissant à M. BRICE s'il voulait bien nous apporter la solution de ce problème.

M. BRICE. — Il est fort peu probable que je puisse le résoudre car il dépend d'abord d'un phénomène excessivement complexe qui est la prise du ciment. Le béton se modifie constamment au cours de sa prise et d'autre part ses propriétés dépendent de la vitesse d'application des forces.

Un ciment frais a un coefficient de Poisson élevé de l'ordre de 0,3 à 0,4, plus le ciment durcit, plus son coefficient de Poisson se rapproche de zéro, il est donc conforme à la théorie qu'un ciment vieux ait des fissures qui se produisent parallèlement à la contrainte de compression alors qu'un bloc de ciment frais se rompra avec un angle voisin de 40° sur la génératrice.

Il y a un second point, c'est que le béton soumis à des contraintes très lentes a un coefficient de Poisson très faible; si l'on charge une éprouvette pendant longtemps sous une charge assez élevée, il apparaît que le coefficient de Poisson diminue et devient voisin de zéro, ceci explique qu'on puisse avoir une rupture parallèle à l'axe de l'éprouvette.

Comment se trouve la courbe intrinsèque dans ces divers cas? On ne peut pas en parler parce qu'on a affaire à trois corps différents : béton frais, béton ancien ou bien rupture lente ou rapide correspondant à des corps essentiellement différents; si l'on considère la courbe intrinsèque, l'un aura une courbe intrinsèque de corps plastique formée de deux droites à peu près parallèles, l'autre de corps fragiles et si le corps est infiniment fragile sa courbe intrinsèque sera une droite parallèle à l'axe Oy.

M. VALLETTE. — Dans un essai qu'a fait M. MERCADIÉ pour déterminer le fluage du béton, il donne le cas d'un béton jeune chargé bien symétriquement d'une façon homogène qui a éclaté par fissures verticales (voir figure dans *Travaux*, octobre 1955.)

M. BRICE. — Le problème est très délicat parce que nous avons un corps fragile dans lequel les déformations dues à la traction ou déformations d'allongement ont une influence très importante.

M. VALLETTE. — C'est un gonflement transversal qui fait éclater le béton, il n'y a aucun doute là-dessus, une rupture ne peut se faire que par éloignement des particules, il y a donc un allongement et c'est par allongement excessif que la rupture se fait.

M. BRICE. — On peut envisager que les glissements internes ont pour conséquence un gonflement de la paroi externe qui fasse apparaître des fissures verticales comme conséquence des glissements initiaux. Je l'ai observé sur des éprouvettes.

M. VALLETTE. — J'ai fait une quinzaine d'essais sur petits cylindres de petit béton fondu, j'ai toujours obtenu des ruptures parallèles de génératrices.

M. BRICE. — C'est dire que le coefficient de Poisson est très faible.

M. VALLETTE. — Non, c'est l'éclatement, cela se plastifie, la déformation est très grande, j'ai signalé qu'on avait une déformation de 15 % avant la rupture, sur pièces frettées.

M. BRICE. — Là nous avons largement dépassé la limite élastique.

M. VALLETTE. — Pour la limite élastique, j'ai signalé le palier du béton, des pièces frettées vers la moitié du taux de rupture. On a un palier du béton de 1 % (Génie Civil 15 janvier 1953).

M. BRICE. — Je me suis gardé de parler de béton dans mon exposé parce que le béton est un corps épouvantable qui jouit de toutes les propriétés possibles et imaginables et on peut discuter sur lui indéfiniment. J'ai préféré ne pas en parler et examiner des matières plus simples.

M. VALLETTE. — Les courbes de ruptures intrinsèques de béton que vous avez obtenues vous-même sont cependant très régulières et vos essais aussi, ce sont des courbes expérimentales, donc valables.

M. PROT. — Je retiendrai de l'expérience de M. BRICE, tout au moins de son expérimentation, qu'il y a peut-être des questions expérimentales qui ne sont pas encore complètement claires.

M. LE PRÉSIDENT. — Je dois remercier une dernière fois M. BRICE de son exposé et je tiens à m'associer aux félicitations qu'il a reçues, notamment de la part de M. CAQUOT et de M. PROT. Je constate que le sujet passionne toujours les ingénieurs; nous avons eu une théorie de plus et les orateurs n'ont pas été tous d'accord avec cette dernière. C'est bien la confirmation de ce que je disais au commencement de cette séance.

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e.

3346-40-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure).

Dépôt légal : 4^e trim. 1956.

(Ann. I. T. B. T. P.)

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

SUPPLÉMENT AUX
ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

OCTOBRE 1956

Neuvième Année, N° 106

Série : ESSAIS ET MESURES (38)

ÉTUDE COMPARATIVE DE L'ÉTAT DE CONTRAINTES DES ÉPROUVETTES DE RÉSILIENCE AVEC ENTAILLE EN U ET ENTAILLE EN V PAR LA PHOTOÉLASTICIMÉTRIE TRIDIMENSIONNELLE

par

M. CH. BONVALET,

Chef de la Section Structures au Centre Expérimental de Recherches et d'Études
 du Bâtiment et des Travaux Publics

et

M. G. GOBULOVIC,

Ingénieur de l'École Polytechnique de Belgrade

RÉSUMÉ

La détermination de l'état de contraintes tridimensionnelles de la zone fragile des éprouvettes de résilience présente un intérêt du point de vue de la comparaison des différents types d'éprouvettes qui s'offrent à l'utilisateur.

La présente étude porte sur la comparaison des éprouvettes avec entaille en U (conforme au projet ISO/TC 17) et avec entaille en V (type A, norme A. S. T. M.). Elle a été réalisée à l'aide de la photoélasticimétrie tridimensionnelle, basée sur la méthode dite du « figeage des contraintes ». Elle a permis de mesurer les facteurs de concentration de contraintes dans les trois directions principales et en particulier le facteur de concentration de contraintes à fond d'entaille dans le sens longitudinal de l'éprouvette, facteur plus important dans l'éprouvette avec entaille en V que dans l'éprouvette avec entaille en U. Elle a mis également en évidence un état de triaxialité plus net dans l'éprouvette avec entaille en V que dans l'éprouvette avec entaille en U, cet état étant plus proche du fond d'entaille dans la première que dans la seconde, ce qui accroît les chances de dispersion pour l'éprouvette avec entaille en V.

Enfin cette étude a fait ressortir qualitativement l'importance de la nature du frottement de l'éprouvette sur ses appuis, sur la valeur des facteurs de concentration de contraintes.

SUMMARY

The determination of the three-dimensional state of stress in the brittle zone of impact test bars is interesting from the standpoint of the comparison between the types of test bars available. This study deals with a comparison between bars with a U notch (conforming to project ISO/TC 17) and with a V notch (type A, standard A. S. T. M.). The comparison was carried out with the aid of three-dimensional photoelasticity based upon the so-called frozen stress method. It enabled to measure the stress concentration factors in the three main directions and in particular the stress concentration factor at the bottom of the notch along the longitudinal axis of the bar. This latter factor is higher with the V notch than with the U notch. It is also shown that a state of triaxiality is clearer in a bar with a V notch than in a bar with a U notch, it being closer to the bottom of the notch in the first case, thus increasing the chances of dispersion in the bar with a V notch. This study has also qualitatively shown the importance of the nature of the friction between the notched bar and its supports on the value of the stress concentration factors.

1. INTRODUCTION

L'étude de la fragilité des métaux par essai de flexion par choc d'éprouvettes de résilience, bien que pratiquée couramment depuis la fin du siècle dernier, a fait l'objet de nombreuses controverses depuis sa naissance, et n'a pas acquis, tant s'en faut, son aspect définitif.

La raison en est donnée par le grand nombre de facteurs [1] [2] qui interviennent dans la valeur finale du chiffre de résilience : caractéristiques dimensionnelles de l'éprouvette, mode de prélèvement de l'éprouvette, influence des conditions d'essais (vitesse de choc, température d'essais etc...), caractéristiques du matériau.

L'étude à laquelle nous nous sommes livrés a pour but d'éclaircir l'influence d'une partie d'un de ces facteurs, qui se classe parmi les caractéristiques dimensionnelles de l'éprouvette. Ce facteur

est la forme de l'entaille créant la zone de fragilité.

Nous avons voulu comparer par une méthode de photoélasticimétrie tridimensionnelle, les mérites respectifs de deux types d'éprouvettes, éprouvette à entaille en U conforme au projet ISO/TC17 et éprouvette à entaille en V, type A norme A.S.T.M.

Cette comparaison se présente uniquement sous l'angle de l'analyse du champ de contraintes qui naît dans chacune de ces éprouvettes sous l'action d'un moment de flexion simple, et ne prétend évidemment pas porter un jugement définitif sur la valeur relative de ces deux types dans la détermination de la fragilité des métaux.

2. CONDITIONS DES ESSAIS

Nous avons réalisé trois modèles d'éprouvettes en matériau photoélastique, qui était en l'occurrence la résine, araldite B. Le premier modèle représentait à l'échelle 3,5 l'éprouvette de résilience à entaille en U et les deux autres modèles représentaient à la même échelle l'éprouvette à entaille en V, avec un angle d'entaille respectivement de 90° et de 45°.

Sur la figure 1 sont portées les caractéristiques dimensionnelles des éprouvettes de résilience. Les éprouvettes qui ont permis l'étude photoélastique sont évidemment 3,5 fois plus grandes.

La figure 2 est constituée par la photographie du système de chargement utilisé pour ces essais. Nous avons tenté de réaliser d'une manière certes qualitative, l'influence du frottement de l'éprouvette sur ses appuis en diminuant la valeur de ce frottement par l'utilisation de roulements à billes. L'éprouvette à entaille en V à 45° a bénéficié de cette modification, et nous verrons par les résultats obtenus que ce facteur est loin d'être négligeable.

Afin de respecter le plus possible la similitude de l'essai, le couteau par lequel la charge est transmise au droit du milieu de la poutre a été usiné dans un morceau d'araldite B. Dans ces conditions la rigidité relative des deux pièces étant identique au cours de l'essai réel de résilience et au cours de l'essai sur modèle, la zone de contact couteau-éprouvette a dû subir une concentration d'effort comparable dans les deux cas.

Bien entendu cette étude ne pouvait se concevoir que statiquement. Heureusement il y a peu de différence entre le diagramme de variation de la flèche de l'éprouvette en fonction de la force tendant à la rompre dans les domaines statique et dynamique [3].

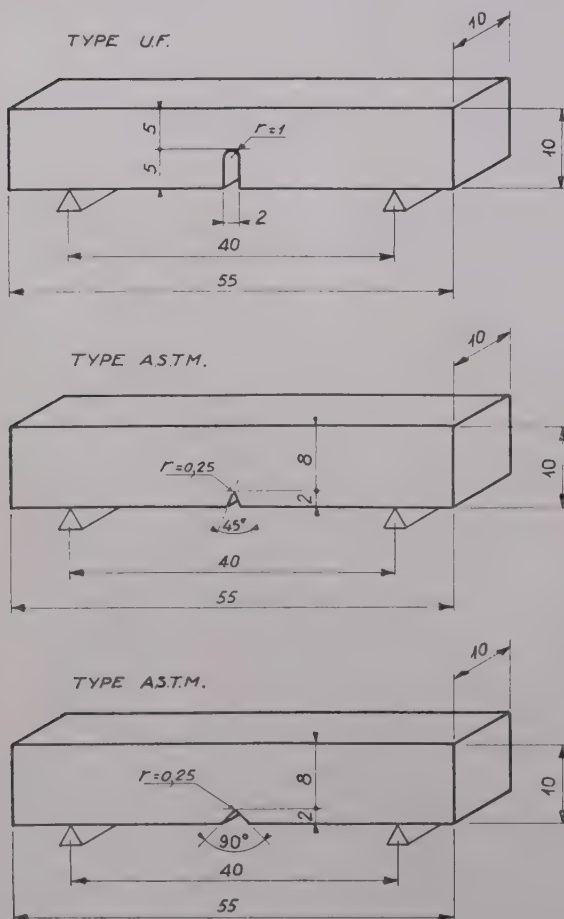


FIG. 1

Les crochets [] indiquent une référence bibliographique dont la liste est donnée à la fin du texte.

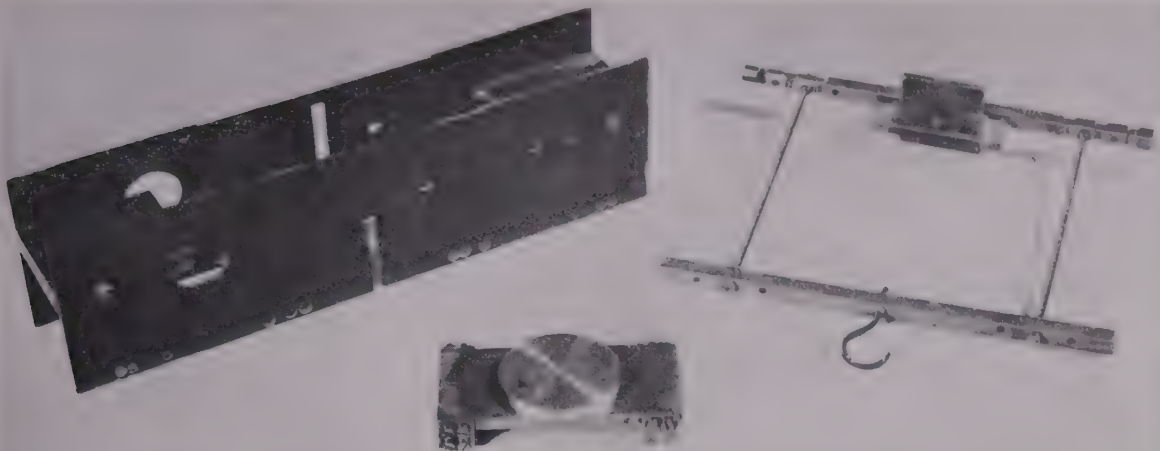


FIG. 2. — Vue de l'appareil de chargement

3. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DE LA MÉTHODE DE PHOTOÉLASTICIMÉTRIE TRIDIMENSIONNELLE EMPLOYÉE

La méthode de photoélasticimétrie tridimensionnelle que nous avons employée est la méthode dite du « figeage de contraintes ». Elle utilise la propriété de certains matériaux photoélastiques, de conserver après retour à la température ambiante, la plus grande partie des déformations qu'ils ont subies sous le chargement désiré, à une température caractéristique du matériau, dite température de figeage et qui pour l'araldite B, est voisine de 125°. Cette « mise en conserve » des déformations, qui s'accompagne d'un certain nombre de sujétions dont nous parlerons plus loin, présente l'avantage pratique incontestable de permettre un découpage en tranches planes du modèle, suivant les sections les plus caractéristiques et une étude séparée, comme pour un problème d'élasticité plane, de chacune de ces tranches.

A la température du figeage de 125-130°C, les caractéristiques mécaniques de l'araldite B, module d'élasticité et coefficient de Poisson, passent des valeurs $E \cong 20\,000 \text{ kg/cm}^2$ et $\nu \cong 0,35$ qu'elles possédaient à 20° C, aux valeurs très différentes de $E \cong 200 \text{ kg/cm}^2$ et $\nu \cong 0,45$. Cette chute brutale du module d'élasticité se traduit par une grande déformabilité du modèle, d'où une distorsion qui peut, dans certains cas, fortement altérer les conditions initiales du problème; c'est un des inconvénients de la méthode qui a pu être atténué au maximum dans notre cas, d'une part, à cause du même ordre de grandeur des trois dimensions du modèle, et d'autre part grâce à la faiblesse de

la charge que nous a permis la grande sensibilité du matériau photoélastique.

Nous passerons rapidement sur la technique proprement dite de préparation du modèle en vue de l'examen photoélastique, bien que cette technique soit très influente sur la précision des résultats. Nous dirons simplement qu'il a fallu éliminer par recuit les contraintes internes qui apparaissent obligatoirement dans la coulée d'araldite dans les moules, qu'il a été nécessaire de mettre au point une technique d'usinage des tranches d'examen afin d'éviter le plus possible les contraintes internes d'échauffement, et un procédé de conservation des tranches usinées, dans de l'huile de vaseline pure pour les préserver de l'action de l'humidité ambiante qui a tendance à dénaturer leur surface.

Afin également d'éviter l'échauffement par le polissage de la surface des tranches, celles-ci ont été examinées dans un bain de liquide de même indice (araldite D), contenu dans des petites cuves fabriquées en plexiglass non photoélastique. Nous examinerons d'ailleurs plus en détail ces causes d'erreurs dans le paragraphe suivant.

4. BASES THÉORIQUES DE L'UTILISATION DE LA MÉTHODE DE PHOTOÉLASTICIMÉTRIE TRIDIMENSIONNELLE EMPLOYÉE — CAUSES D'ERREURS

A partir d'un modèle figé, plusieurs techniques d'analyse photoélastique de ce modèle s'offrent à l'expérimentateur. Signalons entre autres, la méthode de Jessop [4], basée sur le développement tridimensionnel des équations de Lamé-Maxwell,

et dont l'application est intéressante dans les cas particuliers de symétrie; l'intersection des deux plans de symétrie de l'éprouvette constitue un axe, le long duquel cette méthode est applicable.

Dans le cas général, les procédés purement photoélastiques ne peuvent résoudre le problème des contraintes tridimensionnelles. Ils fournissent cinq équations indépendantes, mais la définition complète de l'état de contraintes en un point nécessite six relations déterminées par les six composantes des contraintes. KUSKE [5] a préconisé la mesure mécanique des déformations après recuit des plaques d'examen, pour la détermination de la sixième relation. Malheureusement, cette méthode est difficilement applicable quand le module de Poisson du matériau approche 0,50, ce qui est le cas pour l'araldite à la température de figeage ($\nu \cong 0,45$ à $t = 125^\circ$).

La méthode utilisée pour cette étude a été développée par FROCHT et GUERNSEY [6]. Ils ont élargi aux problèmes à trois dimensions la méthode des différences de cisaillement appliquée aux problèmes à deux dimensions [7], et ont formé de cette manière les cinq premières relations entre les contraintes; ils ont obtenu la sixième relation en utilisant l'étude de DRUCKER et MINDLIN [8] sur l'incidence oblique.

A partir de la définition des contraintes données par la figure 3, les trois équations d'équilibre

élastique s'écrivent en négligeant les forces massiques :

$$\frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{yx}}{\delta y} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta z} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\delta \sigma_y}{\delta y} + \frac{\delta \tau_{yx}}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{yz}}{\delta z} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\delta \sigma_z}{\delta z} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{yz}}{\delta y} = 0. \quad (3)$$

Dans notre cas particulier, la seule région intéressante de l'éprouvette étant celle située dans le plan de symétrie de l'entaille, nous n'utiliserons que la deuxième équation du système ci-dessus.

Nous allons considérer deux régions de ce plan :
— la région autre que l'axe de symétrie OY
— l'axe de symétrie OY.

Région autre que l'axe de symétrie OY.

Considérons une droite quelconque située dans le plan YZ et parallèle à OY (fig. 4). Cette droite coupe le sommet de l'entaille au point O'. A partir de la relation (2) la valeur de σ_y en un point quelconque i de la droite considérée se déduit de la contrainte σ_y en O' (qui est d'ailleurs nulle) par la relation :

$$(\sigma_y)_i = (\sigma_y)_{O'} - \int_{O'}^i \frac{\delta \tau_{yx}}{\delta x} dy - \int_{O'}^i \frac{\delta \tau_{yz}}{\delta z} dz. \quad (4)$$

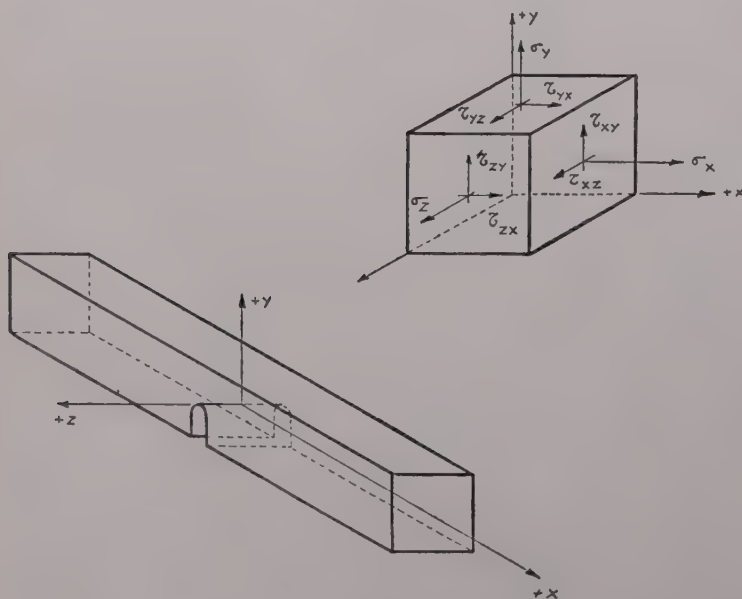


FIG. 3

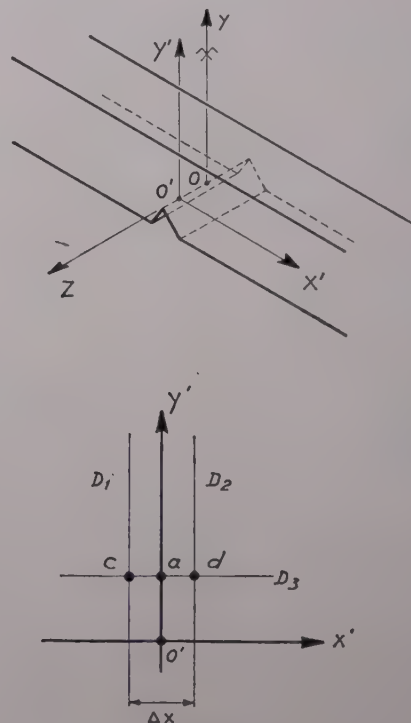


FIG. 4

Calculons chacun des termes sous le signe d'intégration, à partir de différences finies. Soient deux droites D_1 et D_2 parallèles à $O'Y'$ dans le plan $Y'X'$ et distantes l'une de l'autre de la quantité Δ_x coupant la droite D_3 parallèle à $O'X'$ en deux points c et d . Cette droite D_3 coupe également la droite $O'Y'$ au point a (fig 4).

Nous avons :

$$\left(\frac{\delta \zeta_{yx}}{\delta_x}\right)_a \cong \frac{(\zeta_{yx})_c - (\zeta_{yx})_d}{\Delta_x} = 2 \frac{(\zeta_{yx})_c}{\Delta_x} = \left(\frac{\Delta \zeta_{yx}}{\Delta_x}\right)_a$$

car $(\zeta_{yx})_c = -(\zeta_{yx})_d$ par raison de symétrie.

D'autre part, $(\zeta_{yx})_c = \frac{1}{2} [p' - q']_c \sin 2\varphi'_c$

où $[p' - q']$ représente la différence des contraintes principales secondaires dans le plan YX , au point C , donnée par le réseau d'isochromes et φ'_c la direction de ces contraintes principales secondaires donnée par le réseau d'isoclines.

Par un raisonnement semblable, nous aurions dans le plan YZ :

$$\left(\frac{\delta \zeta_{yz}}{\delta_z}\right)_a \cong \frac{(\zeta_{yz})_F - (\zeta_{yz})_E}{\Delta_z} = \left(\frac{\Delta \zeta_{yz}}{\Delta_z}\right)_a$$

à l'exception près que $(\zeta_{yz})_F \neq (\zeta_{yz})_E$ puisque l'axe $O'Y'$ est supposé différent de l'axe OY .

De la même manière, nous savons que :

$$(\zeta_{yz})_F = \frac{1}{2} [p'' - q'']_F \sin 2\varphi''_F.$$

où $[p'' - q'']_F$ et φ''_F sont donnés par les réseaux d'isochromes et d'isoclines au point F dans le plan YZ .

Ainsi l'expression (4) s'exprime sous sa forme pratique par :

$$(\sigma_y)_i = (\sigma_y)_{o'} - \sum_{o'}^i 2 (\zeta_{yx})_c \frac{\Delta_y}{\Delta_x} - \sum_{o'}^i (\Delta \zeta_{yz})_a \frac{\Delta_y}{\Delta_z}. \quad (5)$$

Cette expression fournit la première des six équations de contraintes.

D'autre part, la relation de Mohr, appliquée dans les plans $Y'X'$ et $Y'Z$ au point i , nous fournit la valeur de $(\sigma_x)_i$ et $(\sigma_z)_i$, sous la forme suivante :

$$(\sigma_x)_i = (\sigma_y)_i + [p' - q']_i \cos 2\varphi'_i \quad (6)$$

$$(\sigma_z)_i = (\sigma_y)_i + [p'' - q'']_i \cos 2\varphi''_i. \quad (7)$$

Cette même relation de Mohr nous donne (ζ_{yz}) dans le plan YZ :

$$(\zeta_{yz})_i = \frac{1}{2} [p'' - q'']_i \sin 2\varphi''_i. \quad (8)$$

Enfin nous savons que :

$$(\zeta_{yx})_i = 0 \quad (9)$$

par raison de symétrie.

Les relations (5), (6), (7), (8) et (9) nous fournissent donc par les relevés de photoélasticimétrie classique cinq des six composantes des contraintes au point i , sur l'axe $O'Y'$.

La seule inconnue restante est ζ_{xx} . Nous pourrions imaginer le découpage en tranches du modèle suivant des plans parallèles au plan ZOX , afin de mesurer dans chaque tranche $(\zeta_{xx})_i$. Mais une telle opération nécessiterait un autre modèle qui, a priori ne pourrait se comporter exactement comme le premier malgré toutes les précautions que nous pourrions prendre dans la réalisation du figeage, du recuit et du chargement.

C'est pourquoi il est nécessaire de se servir des tranches découpées dans le modèle initial et dont le principe d'obtention est fourni par la figure 5. La détermination de $(\zeta_{xx})_i$ à partir de ces tranches a été obtenue en utilisant la méthode de l'incidence oblique.

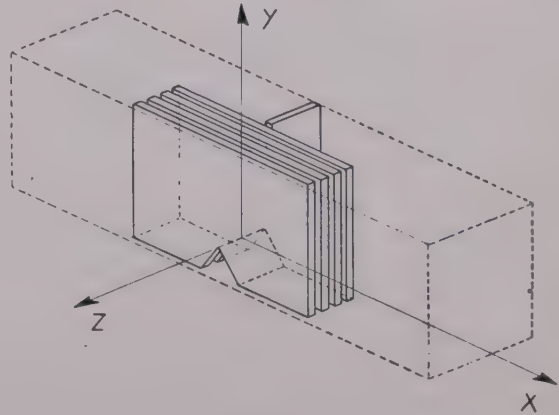


FIG. 5

Si nous faisons tourner une tranche parallèle au plan XY , autour de l'axe Y d'un angle α , et si nous appelons θ , l'angle que forme la tranche dans sa nouvelle position avec le plan d'ondes la traversant, l'équation qui relie les contraintes sollicitant la tranche suivant le plan d'ondes, est la suivante :

$$[2F n_{\theta y}]^2 = \frac{1}{\cos^2 \theta} \left[[(\sigma_x - \sigma_y) + (\sigma_z - \sigma_x) \sin^2 \theta + \zeta_{xx} \sin 2\theta]^2 + 4 [\zeta_{xy} \cos \theta + \zeta_{yz} \sin \theta]^2 \right] \quad (10)$$

dans laquelle F représente la valeur en kg/cm^2 d'une frange et $n_{\theta y}$ l'ordre de frange sous incidence oblique, en tout point.

θ est relié à α par la relation classique donnant l'indice de réfraction : $i = \frac{\sin \alpha}{\sin \theta}$

si nous imposons à la tranche parallèle à l'axe XY une rotation égale à 45° , et étant donné que l'indice de réfraction de l'araldite est égal à 1,59, l'angle θ sera égal à $26^\circ 20'$.

L'équation (10) nous fournit ainsi la sixième contrainte ζ_{xz} suivant une droite O'Y', parallèle à OY et située dans le plan YZ.

Région comprenant l'axe de symétrie OY.

L'axe OY, qui est situé à l'intersection des plans de symétrie YX et YZ de l'éprouvette, occupe une situation particulière. Le long de cet axe les contraintes de cisaillement sont nulles. Ainsi le problème revient à résoudre un système de trois équations à trois inconnues σ_x , σ_y et σ_z .

La tranche comprenant le plan YX, nous donne par son examen en incidence normale les deux premières relations, soit :

$$\sigma_x - \sigma_y = 2F n \quad (11)$$

$$(\sigma_y)_i = (\sigma_y)_o - 2 \sum_o^i (\zeta_{yx})_c \frac{\Delta_y}{\Delta_x} - 2 \sum_o^i (\zeta_{yz})_c \frac{\Delta_y}{\Delta_z} \quad (12)$$

L'examen de cette tranche en incidence oblique nous fournit la troisième relation nécessaire :

$$\sigma_x - \sigma_z = \frac{2F}{\sin^2 \theta} [n - n_{\theta y} \cos \theta]. \quad (13)$$

Dans ces relations : n et $n_{\theta y}$ représentent la valeur de frange du réseau d'isochrome respectivement en incidence normale et en incidence oblique.

σ_x , σ_y et σ_z sont évidemment les contraintes principales. Nous les appellerons également P, Q et R.

Causes d'erreurs de la méthode

L'application de la méthode de photoélasticité tridimensionnelle par figeage des contraintes est assez délicate. Elle exige de grandes précautions à peu près à tous les stades du processus.

En premier lieu, il faut veiller, en pratiquant un refroidissement très lent (quelques degrés par heure) à l'élimination des contraintes internes qui peuvent naître au sein du modèle pendant le retour à l'ambiance après l'opération de figeage. Ensuite, le découpage des tranches doit s'effectuer tout

d'abord, le plus parallèlement possible aux faces de l'éprouvette afin de réduire au minimum l'erreur sur la détermination des contraintes normales. Ce découpage ne doit pas, dans la mesure des possibilités, provoquer l'apparition de contraintes internes du fait de l'échauffement dû à l'outil, dans ce but nous avons pratiqué un usinage à sens inverse des deux faces de chaque tranche. Notons à ce sujet que la mesure de l'épaisseur des tranches d'examen a été faite à $\pm 0,002$ mm près, ce qui n'intervient nullement dans la précision des valeurs de franges.

Cette épaisseur a été fixée à 2 mm en moyenne; d'une part, sa faible valeur a permis l'apparition d'un réseau d'isochromes très lisibles aux environs de la concentration de contrainte qui naît en fond d'entaille et d'autre part, a réduit sensiblement l'influence de la contrainte normale à la tranche. Nous signalons d'ailleurs qu'une épaisseur plus faible, outre le risque de voilement de la tranche qu'elle pouvait entraîner, aurait augmenté l'erreur relative sur la détermination du retard optique.

Une autre cause d'erreurs, qui est due au risque d'échauffement, donc d'apparition de contraintes internes durant le polissage des faces des tranches, a été contournée en examinant les tranches dans une cuve en plexiglass non photoélastique remplie d'un liquide de même indice qui est en l'occurrence de l'araldite D. L'erreur consécutive aux irrégularités de surface d'une plaque examinée dans un liquide de même indice de réfraction a été évaluée par DRUCKER [7] aux environs de 5 %.

Par ailleurs, une source d'erreurs existe également dans l'imprécision des plages d'isoclines surtout dans les examens sous incidence oblique; cependant d'après HÉTÉNYI [9] l'influence de ce facteur est négligeable si le domaine examiné se trouve aux environs de l'axe de rotation de la tranche examinée sous incidence oblique, ce qui est le cas de l'examen des tranches autour de l'axe Y.

Enfin, la conservation des tranches réalisée dans de la vaseline pure a donné satisfaction puisqu'aucune modification sensible des réseaux n'a été constatée au bout d'un temps allant jusqu'à trois semaines.

Mais cette énumération déjà longue, ne doit pas nous faire oublier, deux causes importantes, sinon d'erreurs, du moins de non similitude avec le problème réel. Ce sont la valeur du module de Poisson de l'araldite, qui est nettement supérieur à celui de l'acier (0,45 au lieu de 0,25) et la nature du frottement du modèle sur ses appuis, qui ne saurait être comparable avec celle du frottement de l'éprouvette réelle sur ses supports.

L'influence de la différence des modules de Poisson est variable suivant le problème étudié et son évaluation n'est guère possible.

Quant au frottement de l'éprouvette sur ses appuis, nous verrons, au cours de l'analyse des résultats, que sa valeur est très sensible sur l'état de contraintes de l'éprouvette.

5. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

L'examen des tranches découpées dans les trois modèles d'éprouvette, dont quelques photographies caractéristiques des réseaux d'isochromes composent la figure 6, a permis par l'application de la méthode exposée au paragraphe 4, d'obtenir les diagrammes numérotés de 1 à 14 qui représentent les résultats globaux de l'étude (voir annexe p. 908).

5.1 Éprouvettes avec entaille en U — Appuis frottants

Les diagrammes 1.2.3 et 12 sont relatifs aux variations des coefficients sans dimension k_x , k_y , k_z , au droit des trois sections situées respectivement dans le plan de symétrie XY de l'éprouvette, et dans des plans parallèles à celui-ci, à mi-épaisseur et sur le bord de l'éprouvette.

Les coefficients k_x , k_y , k_z sont définis de la manière suivante :

$$k_x = \frac{\sigma_x}{\sigma_f}$$

$$k_y = \frac{\sigma_y}{\sigma_f}$$

$$k_z = \frac{\sigma_z}{\sigma_f}$$

σ_x , σ_y , σ_z sont les contraintes réelles suivant les axes X, Y et Z et σ_f est la contrainte obtenue à partir de la formule classique de la résistance des matériaux :

$$\sigma_f = \frac{6M}{bh^2}$$

h étant la hauteur de l'éprouvette qui reste au-dessus de l'entaille.

Le facteur de concentration k_z à fond d'entaille, s'élève au maximum à 1,58 dans le plan de symétrie de l'éprouvette et tombe à 1,06 sur le bord de l'éprouvette (voir également le diagramme 11); alors que k_x vaut 0,46 dans le plan de symétrie et s'annule évidemment sur le bord. Les trois facteurs k_x , k_y et k_z sont sensiblement égaux pour des valeurs de la cote y/h comprises entre 0,3 et 0,4;

(a)



(b)



(c)



FIG. 6. — Réseaux d'isochromes caractéristiques

k_y atteint sa valeur maximum dans la partie centrale de l'éprouvette aux environs de la cote $y/h = 0,12$.

5.2 Éprouvette avec entaille en V. $\alpha = 90^\circ$ appuis frottants

Le facteur de concentration k_x est sensiblement plus important que dans le cas précédent et part de 2,53 près du bord de l'éprouvette ($2z/b = 0,91$ — diagramme 7) pour atteindre 3,27 dans l'axe de symétrie (diagramme 4), en passant successivement par les valeurs 3,22 ($2z/b = 0,42$, diagramme 5) et 3,02 ($2z/b = 0,67$, diagramme 6). Ces valeurs sont sensiblement égales au double de celles que nous avons mesurées dans l'éprouvette avec entaille en U.

D'autre part, les coefficients k_y et k_z atteignent leur maximum dans une région plus rapprochée du fond de l'entaille que dans le cas de l'éprouvette avec entaille en U (la cote correspondante varie du plan de symétrie au bord de $y/h = 0,03$ à $y/h = 0,06$). k_z qui reste toujours légèrement supérieur à k_y , vaut comme pour la première éprouvette un peu moins du tiers de k_x (diagrammes 11 et 13).

5.3 Éprouvette avec entaille en V. $\alpha = 45^\circ$ appuis libres

Bien que nous ayons fait varier deux paramètres, l'angle α et la nature du frottement sur les appuis pour passer de la seconde à la troisième éprouvette, nous pouvons considérer que seule la nature des frottements sur appuis est prépondérante. Nous justifierons plus loin ce point de vue à la lumière de l'allure des réseaux d'isochromes que nous avons obtenus et des travaux effectués par LEVEN et FROCHT sur le même sujet traité par la photoélasticimétrie bidimensionnelle [10].

La présence d'une force de frottement aux appuis, détermine un effort de compression à la base de l'éprouvette, qui vient diminuer les contraintes de traction qui naissent en fond d'entaille et qui réduit le moment de flexion dû au chargement de l'éprouvette, en donnant naissance à un moment de flexion opposée à celui-ci. Ainsi le facteur de concentration de contrainte k_x doit tendre à augmenter quand cet effort de frottement diminue.

Nous pouvons constater ce résultat par l'examen des diagrammes 8, 9, 10, 11 et 14 relatifs au cas de l'éprouvette avec entaille en V $\alpha = 45^\circ$ et appuis libres.

Le coefficient k_x qui atteint sa valeur maximum comme pour les autres éprouvettes, au milieu du fond d'entaille, s'élève en cet endroit à 3,98 et

descend jusqu'à 2,98 près du bord de l'éprouvette ($2z/b = 0,92$, diagramme 10) en passant par 3,66 ($2z/b = 0,48$, diagramme 9).

Par contre, les facteurs k_y et k_z sont plus faibles pour cet essai que pour l'essai avec appuis frottants. Leur maximum se situe pourtant également aux alentours des mêmes cotes, soit $y/h \approx 0,05$.

Nous noterons que l'équilibre des sections, mise à part la section située près du bord de l'éprouvette est mieux vérifié pour cette troisième éprouvette que pour les deux précédentes. Cette remarque vient confirmer l'influence notable du frottement de l'éprouvette sur ses appuis.

5.4 Comparaison des valeurs obtenues en photoélasticimétrie tridimensionnelle d'une part et bidimensionnelle d'autre part

LEVEN et FROCHT [10] par leur étude sur la détermination du coefficient de concentration de contrainte dans un prisme entaillé, à l'aide de la photoélasticimétrie bidimensionnelle, ont obtenu les résultats suivants, que nous faisons figurer à côté de la valeur moyenne des coefficients de concentration que nous avons mesurée sur nos éprouvettes de résilience.

TYPE D'ÉPROUVETTES	k_x MOYEN	
	photoélasticimétrie bidimensionnelle	photoélasticimétrie tridimensionnelle
Entaille en U, appuis frottants (*).	2,15	1,45
Entaille en V, $\alpha = 90^\circ$, appuis frottants.		3,05
Entaille en V, $\alpha = 45^\circ$, type A norme A.S.T.M. appuis libres.	3,48	3,57

(*) La nature des appuis n'est valable que pour notre étude. Elle n'est pas précisée dans le compte rendu des travaux de LEVEN et FROCHT.

Comme nous pouvons le constater à la lecture de ce tableau, la concordance est satisfaisante surtout pour la troisième éprouvette à entaille en V, type A norme A.S.T.M.

En ce qui concerne l'influence de l'angle de l'entaille en V, le fait que sa valeur passe de 90° pour la seconde éprouvette à 45° pour la troisième, ne modifie pas sensiblement la valeur du coefficient de contrainte. Comme nous l'avons dit plus haut, on peut s'en convaincre tout d'abord par l'examen

du réseau d'isochromes relatif à l'éprouvette à entaille en V $\alpha = 45^\circ$ de la figure 6. En effet l'isochrome d'ordre zéro seule ou presque, disparaît quand on transforme l'angle de 45° de l'entaille, en angle de 90° . D'autre part, ce fait est confirmé par l'étude de LEVEN et FROCHT dont l'un des résultats est que le facteur de concentration de contraintes dans le cas de l'éprouvette avec entaille en V du type A, norme A.S.T.M., décroît de $k_x = 3,80$ à $k_x = 3,63$. Quand α passe de 0° à 90° , la valeur k_x pour $\alpha = 45$ se situant aux environs de 3,75, ces valeurs plus importantes que celles dont nous avons fait état dans le tableau ci-dessus, sont valables pour un chargement de l'éprouvette sous moment constant et non en flexion simple.

6. CONCLUSIONS

Sans revenir sur les causes d'erreurs et d'imprécision de la méthode d'investigation, mais sans pour autant les perdre de vue, nous pouvons résumer ainsi les principaux résultats de cette étude :

— Le facteur de concentration de contrainte k_x dans l'éprouvette avec entaille en V est sensible-

ment plus important que celui qui caractérise l'éprouvette avec entaille en U (voir le tableau du paragraphe 5.4).

— La présence de l'entaille en V favorise un état de contraintes plus voisin de la triaxialité bien que la différence, de ce point de vue, entre les deux types d'éprouvettes soit nettement moins sensible que sous l'angle de la valeur du coefficient k_x . Cet état existe dans l'éprouvette avec entaille en V, plus près du fond d'entaille que dans l'éprouvette avec entaille en U.

— Ces essais ont permis de mettre en évidence d'une manière qualitative certes, l'importance du frottement des appuis sur la valeur du coefficient de concentration de contrainte d'une part (il est d'autant plus élevé que le frottement est faible) et sur l'état de triaxialité d'autre part (il est plus important quand le frottement augmente). Cette dernière conclusion est, nous le répétons, simplement qualitative car les conditions de frottement de l'araldite à sa température de figeage sur l'acier ne pourraient être comparées à celles du métal de l'éprouvette de résilience sur les appuis de la machine d'essai.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] G. DAWANCE. — Le comportement des métaux au choc — *Annales I. T. B. T. P.* mai 1949.
- [2] A. CHAGNEAU. — L'essai de flexion par choc — *Annales I. T. B. T. P.* (février 1953).
- [3] J. POMEY, A. CADILHAC et R. COUDRAY. — Choix de la forme d'entaille dans l'essai de résilience. — *Revue de Métallurgie* (novembre et décembre 1948).
- [4] H. T. JESSOP. — The determination of the separate stresses in three dimensional stress investigations by the Frozen stress method. — *Journal of Scientific Instruments*, Vol. 26 n° 1 (janvier 1949).
- [5] KUSKE. — Das Kunstharz phenolformaldehyd in der Spannungsoptik. *Forsch. Geb. Ing. Wes.* bd. 9, n° 3 — (1938).
- [6] FROCHT GUERNSEY. — A special investigation to develop a general method for three dimensional photoelastic stress analysis. NACA — Techn. note 2822.
- [7] FROCHT. — Photoelasticity. — Vol. I (1941).
- [8] DRUCKER et MINDLIN. — Photoelastic separation of principal stresses by oblique incidence. — *Journal of Appl. Mech.* Vol. X n° 3 (1943).
- [9] HETENYI. — Handbook of experimental stress analysis (1950).
- [10] LEVEN et FROCHT. — Stress concentration factors for a single notch in a flat bar in pure and central bending — *Proceedings of the society for Experimental stress analysis*, Vol. XI. — n° 2.

ANNEXE

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

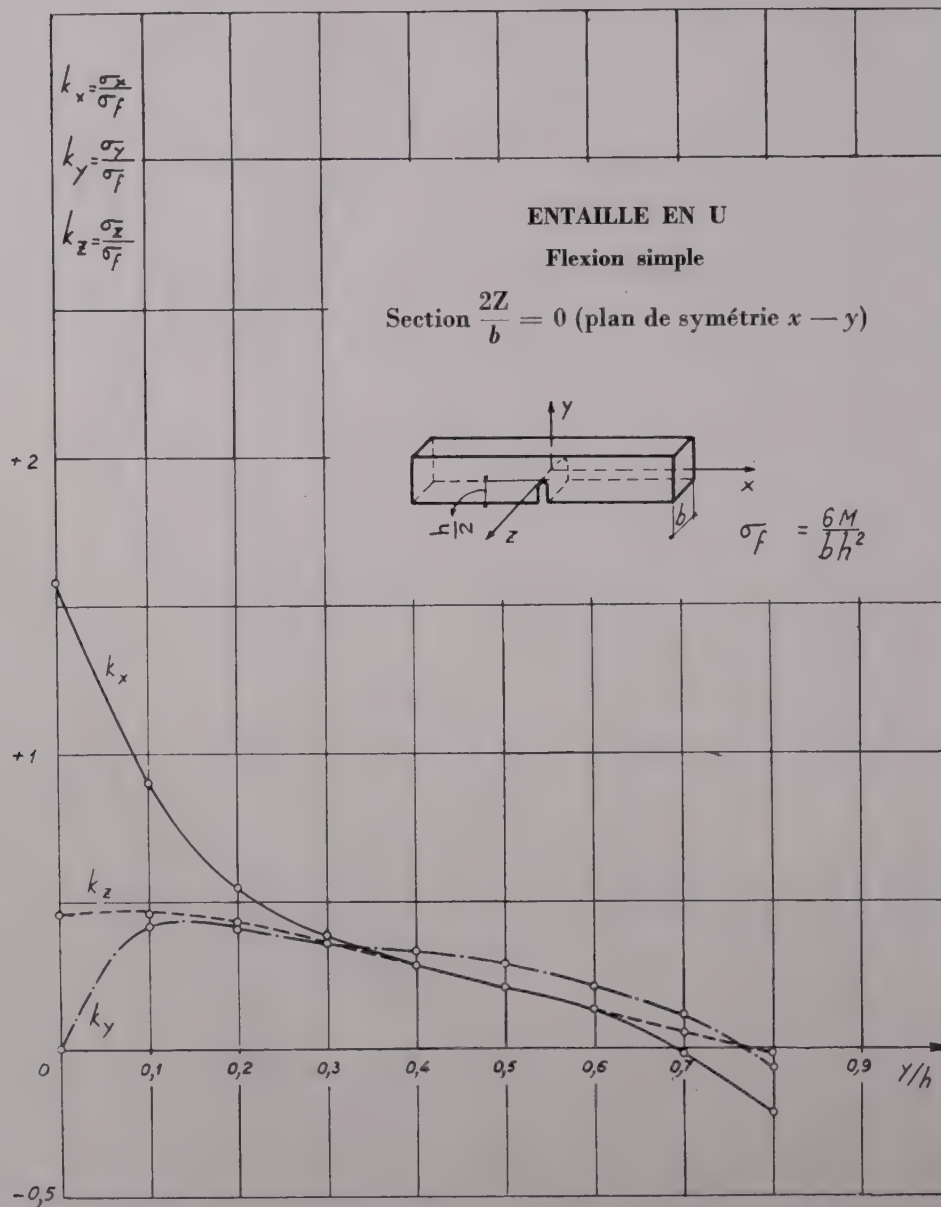


Diagramme 1

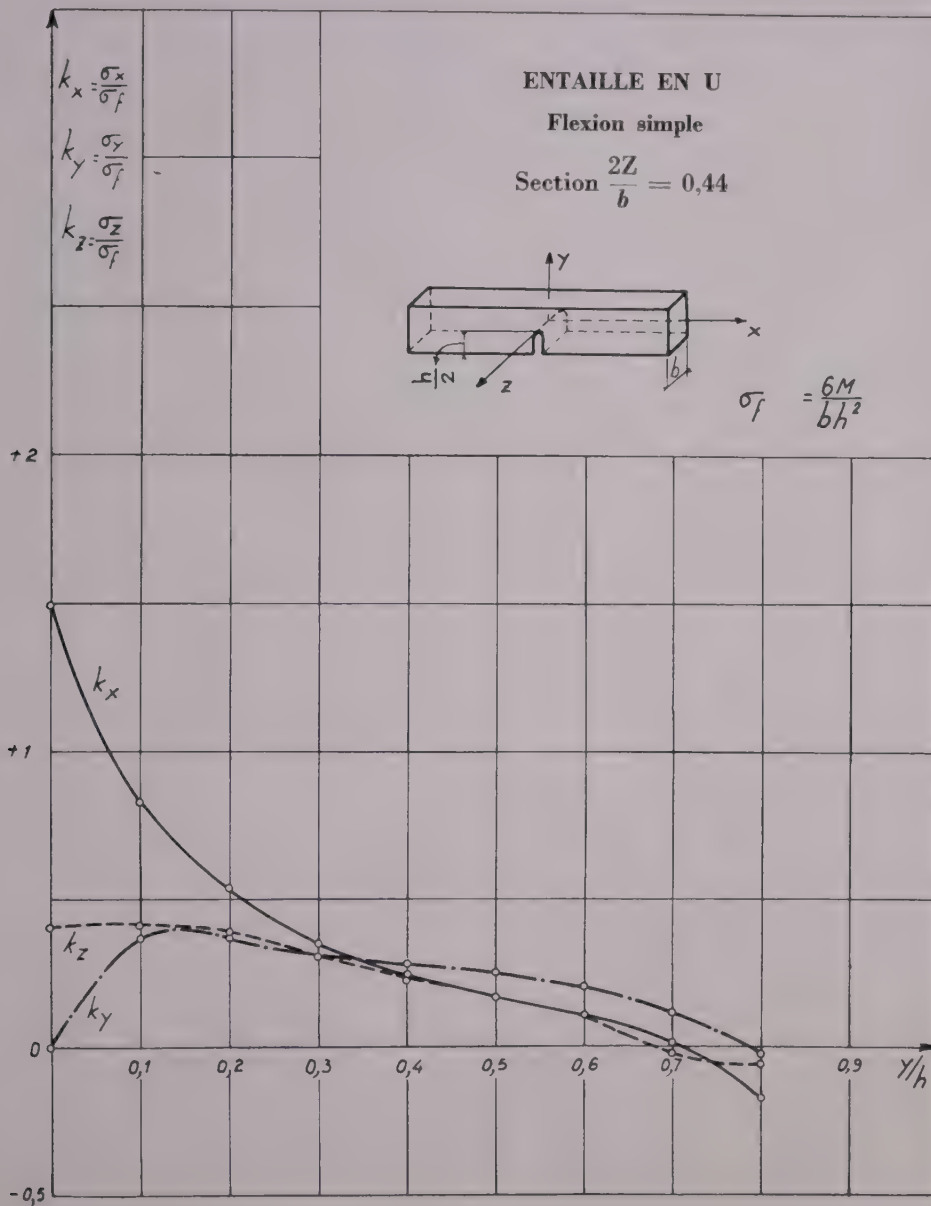


Diagramme 2

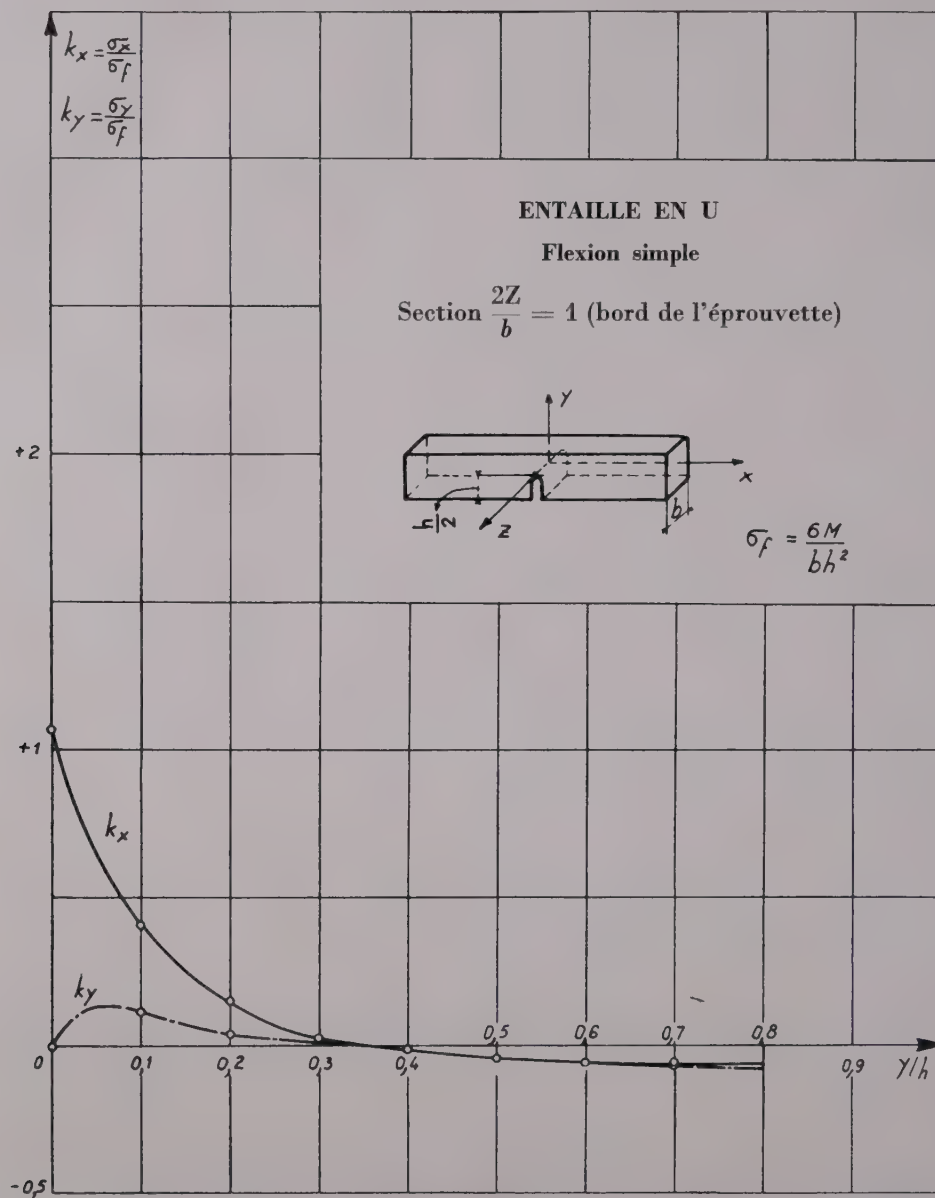


Diagramme 3

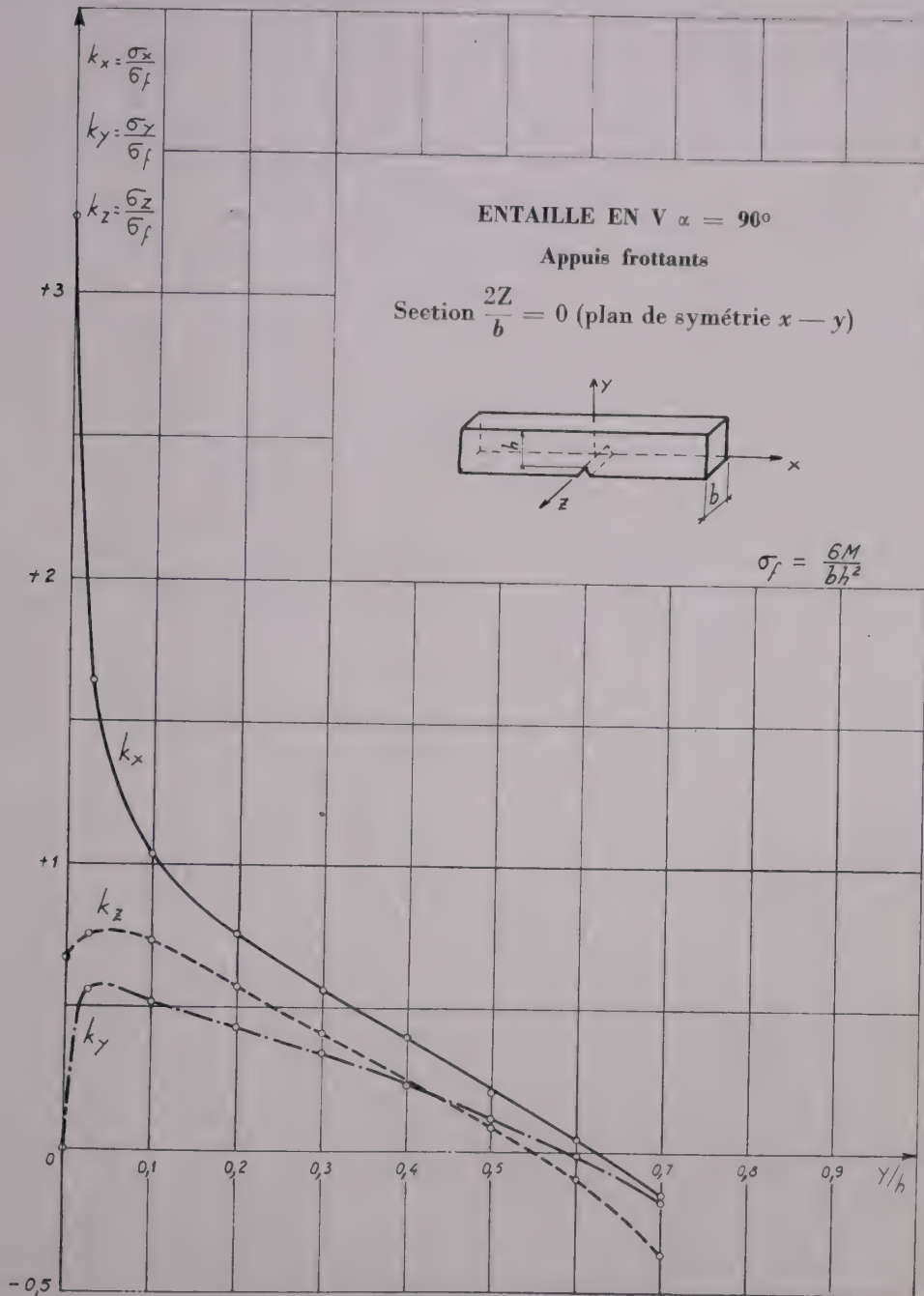


Diagramme 4

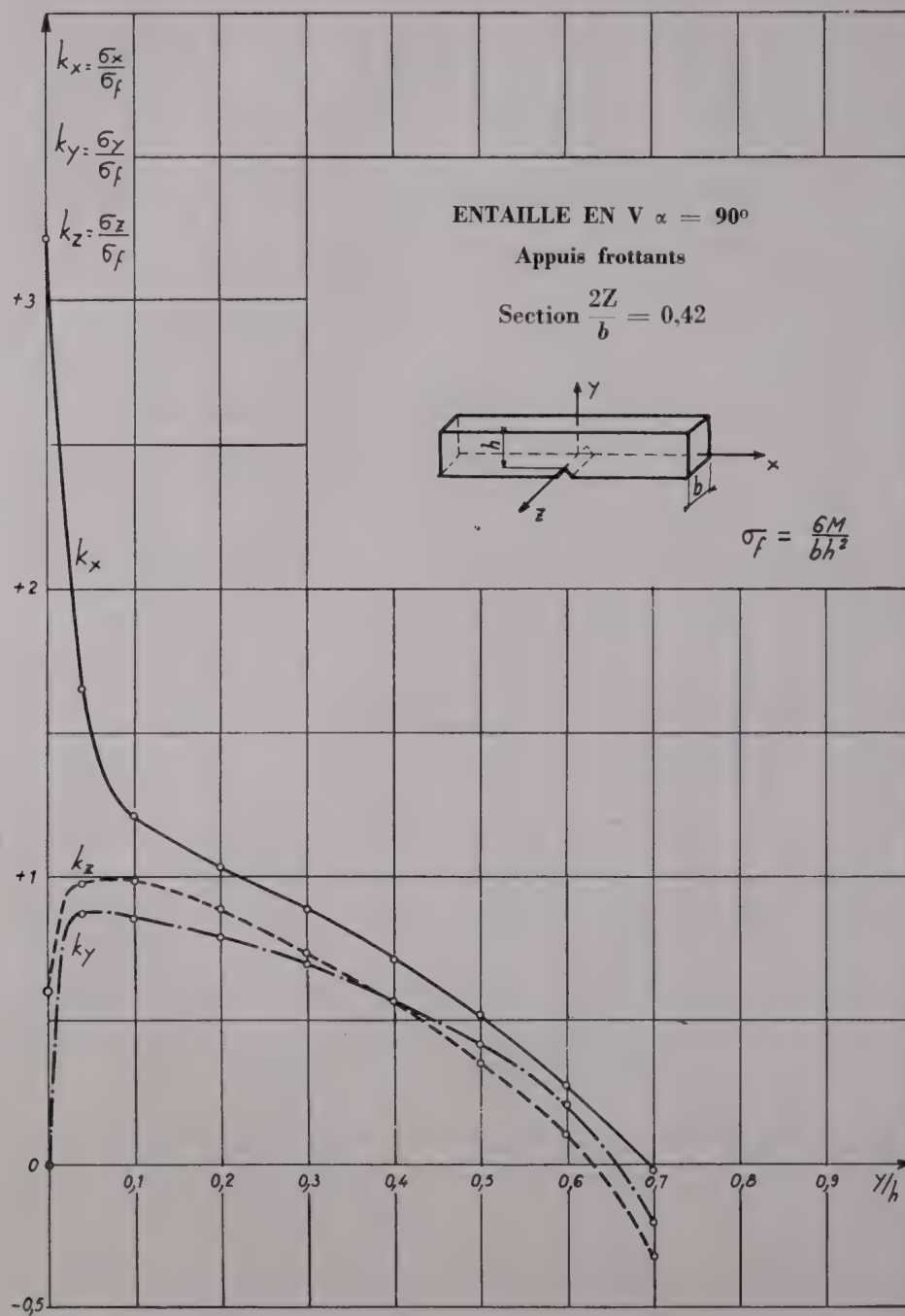


Diagramme 5

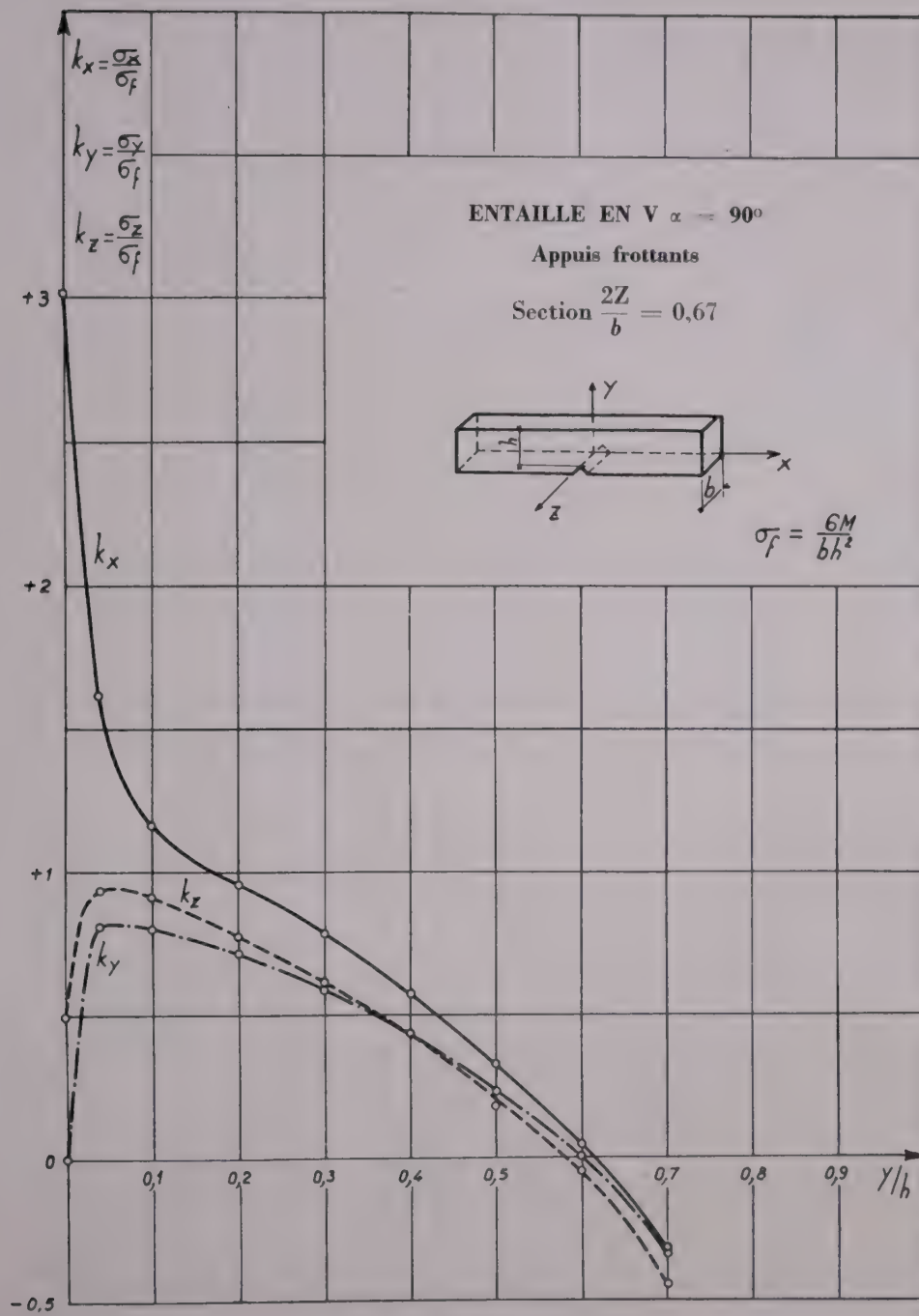


Diagramme 6

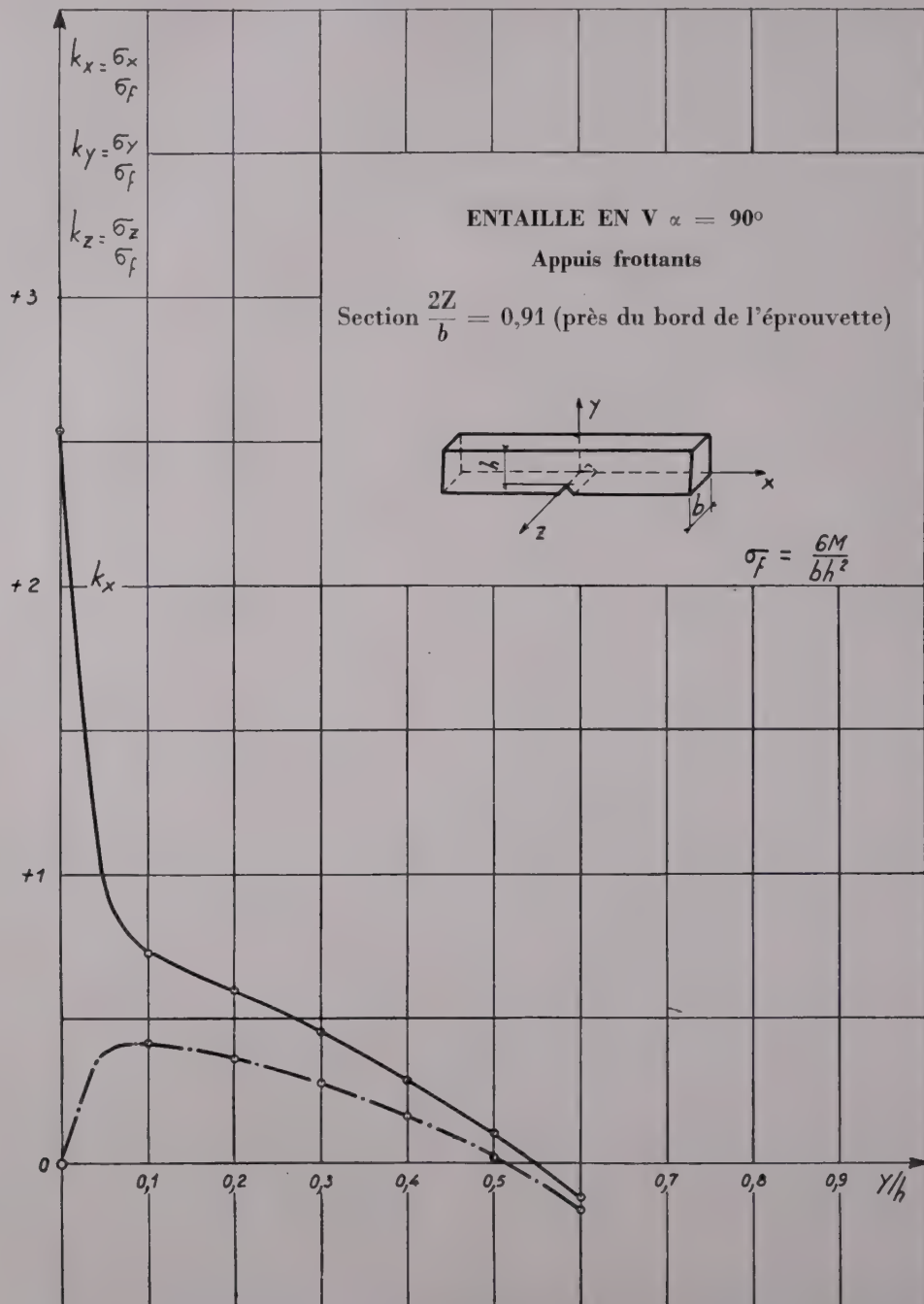


Diagramme 7

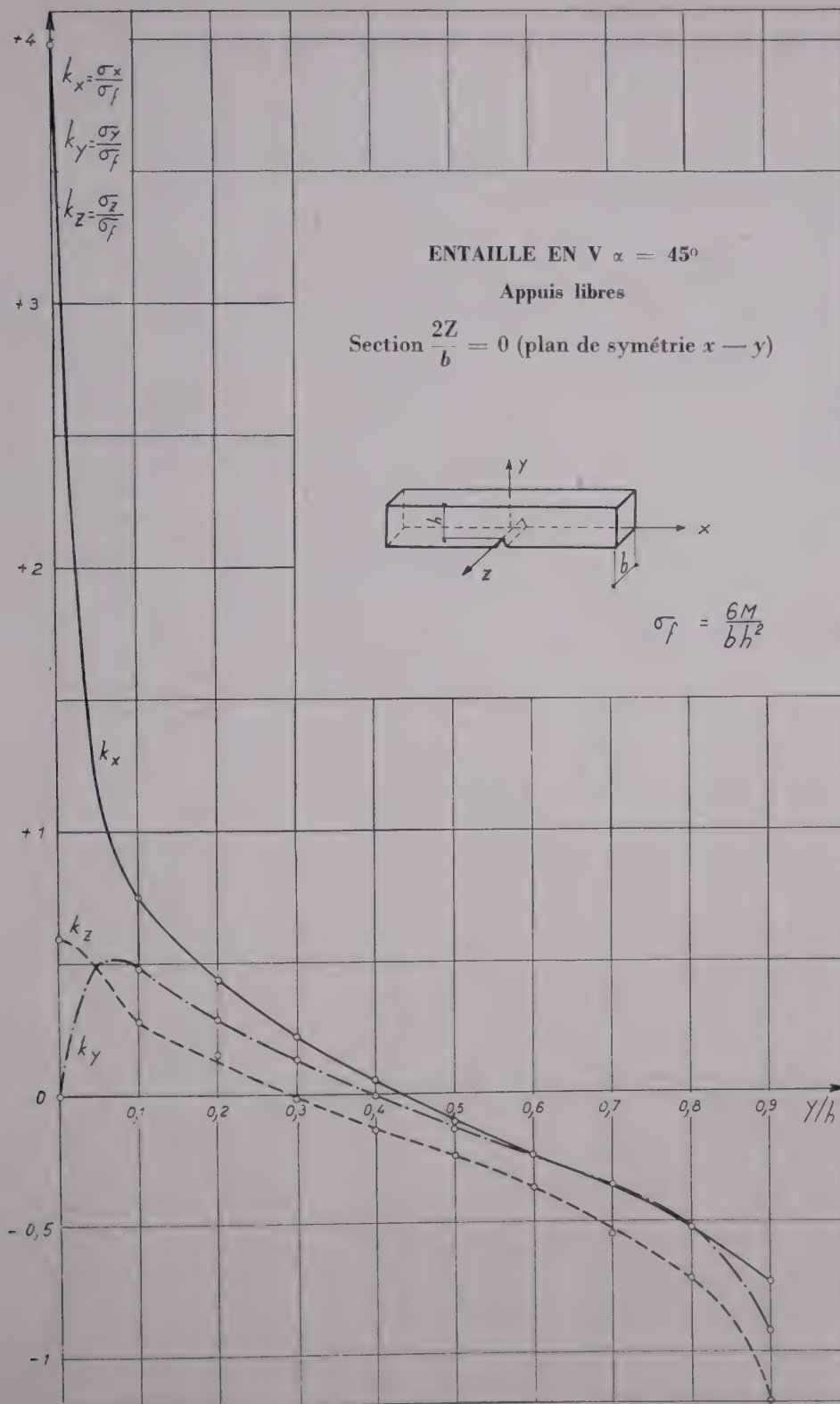


Diagramme 8

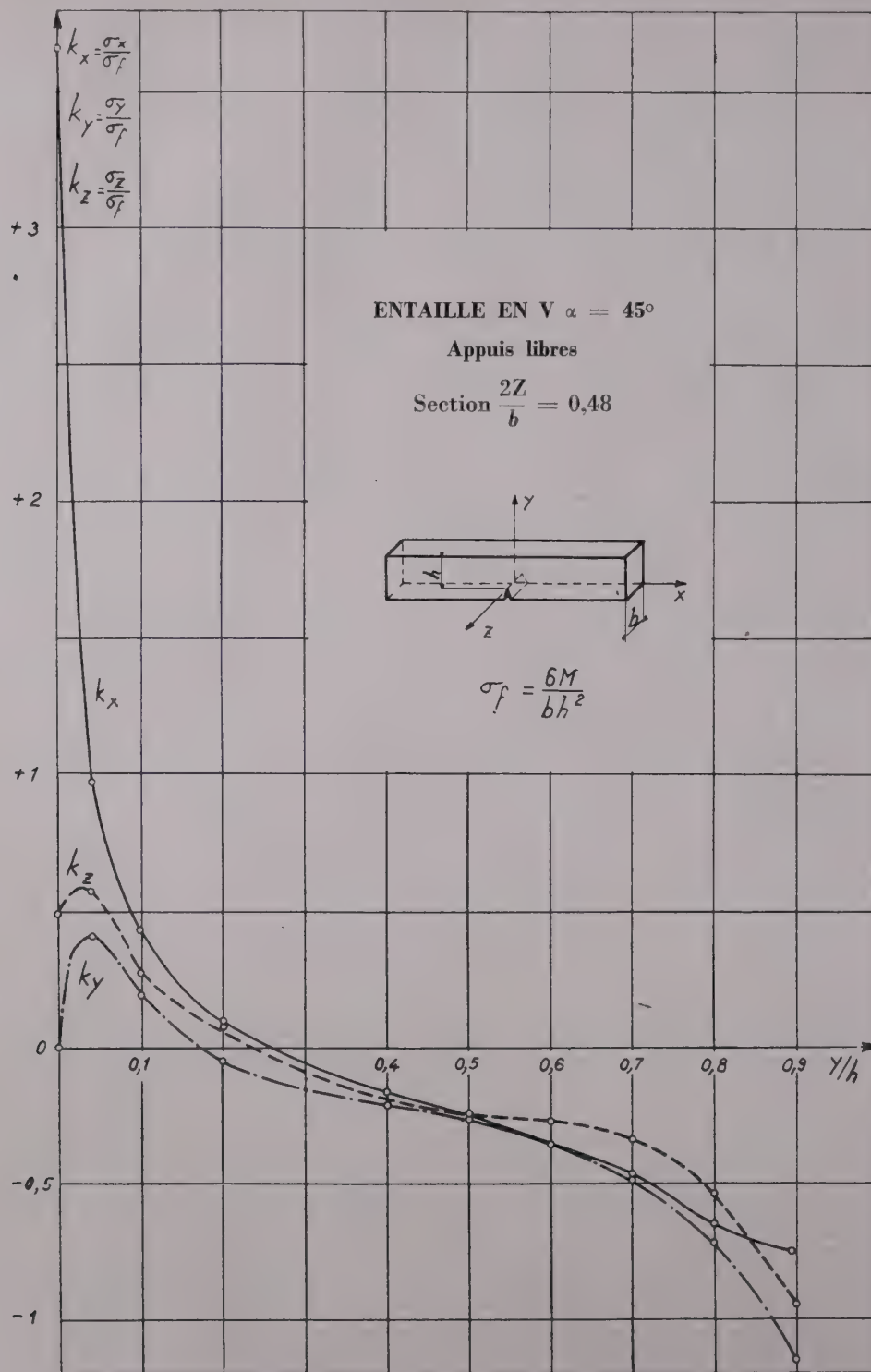


Diagramme 9

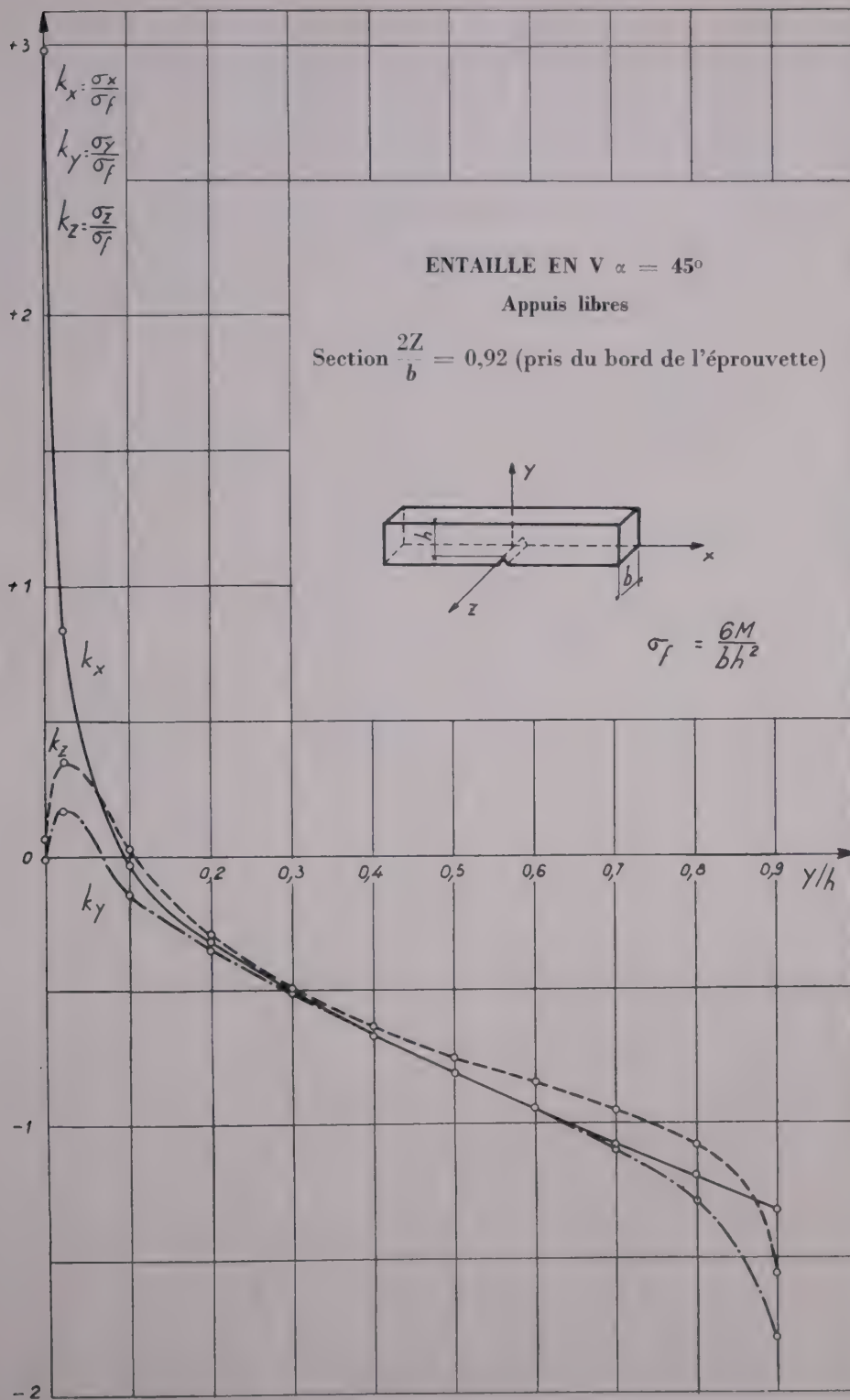


Diagramme 10

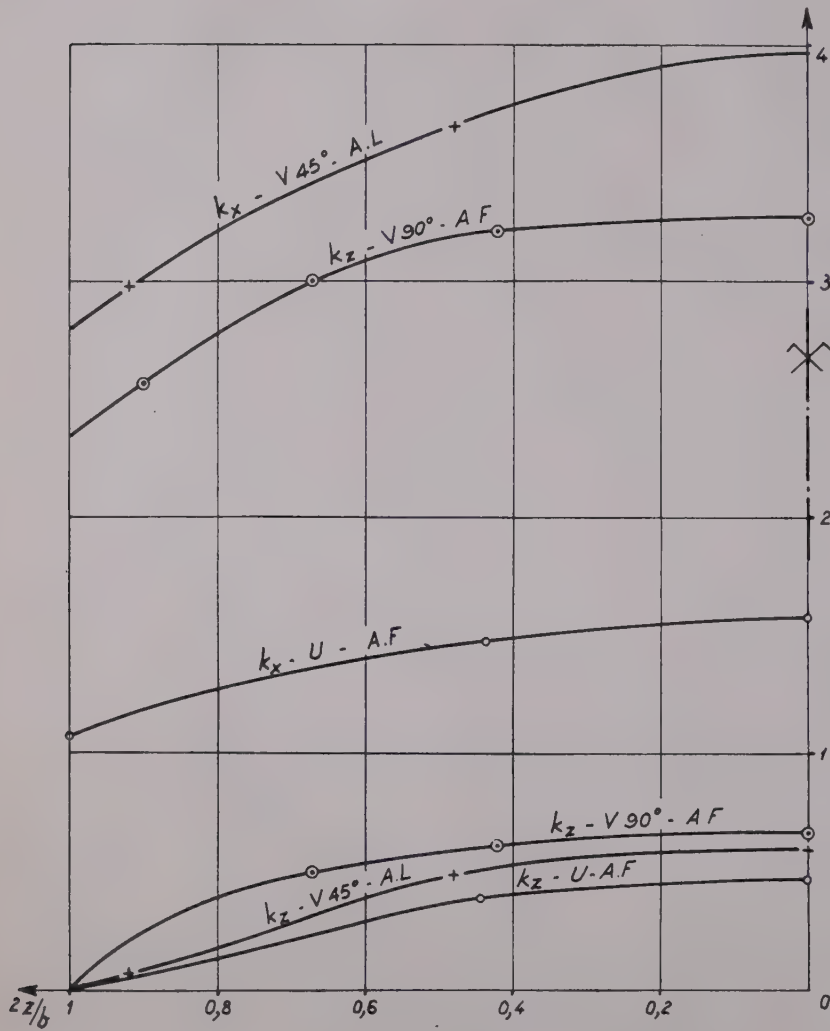


Diagramme 11

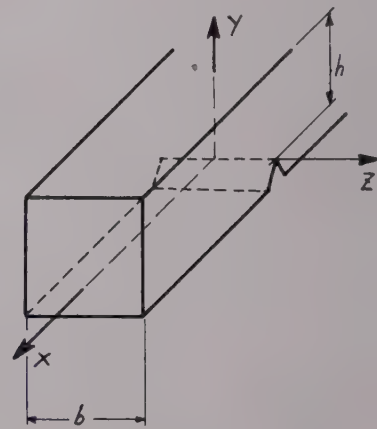
FACTEUR DE CONCENTRATION DE CONTRAINTE EN FOND D'ENTAILLE

$$(y = 0, x = 0)$$

$$(\sigma_x = P, \sigma_z = R)$$

$$k_x = \frac{\sigma_x}{\sigma_f} = \frac{P}{\sigma_f}$$

$$k_z = \frac{\sigma_z}{\sigma_f} = \frac{R}{\sigma_f}$$



$$\sigma_f = \frac{6M}{bh^2}$$

A. L = appuis libres
A. F = appuis frottants

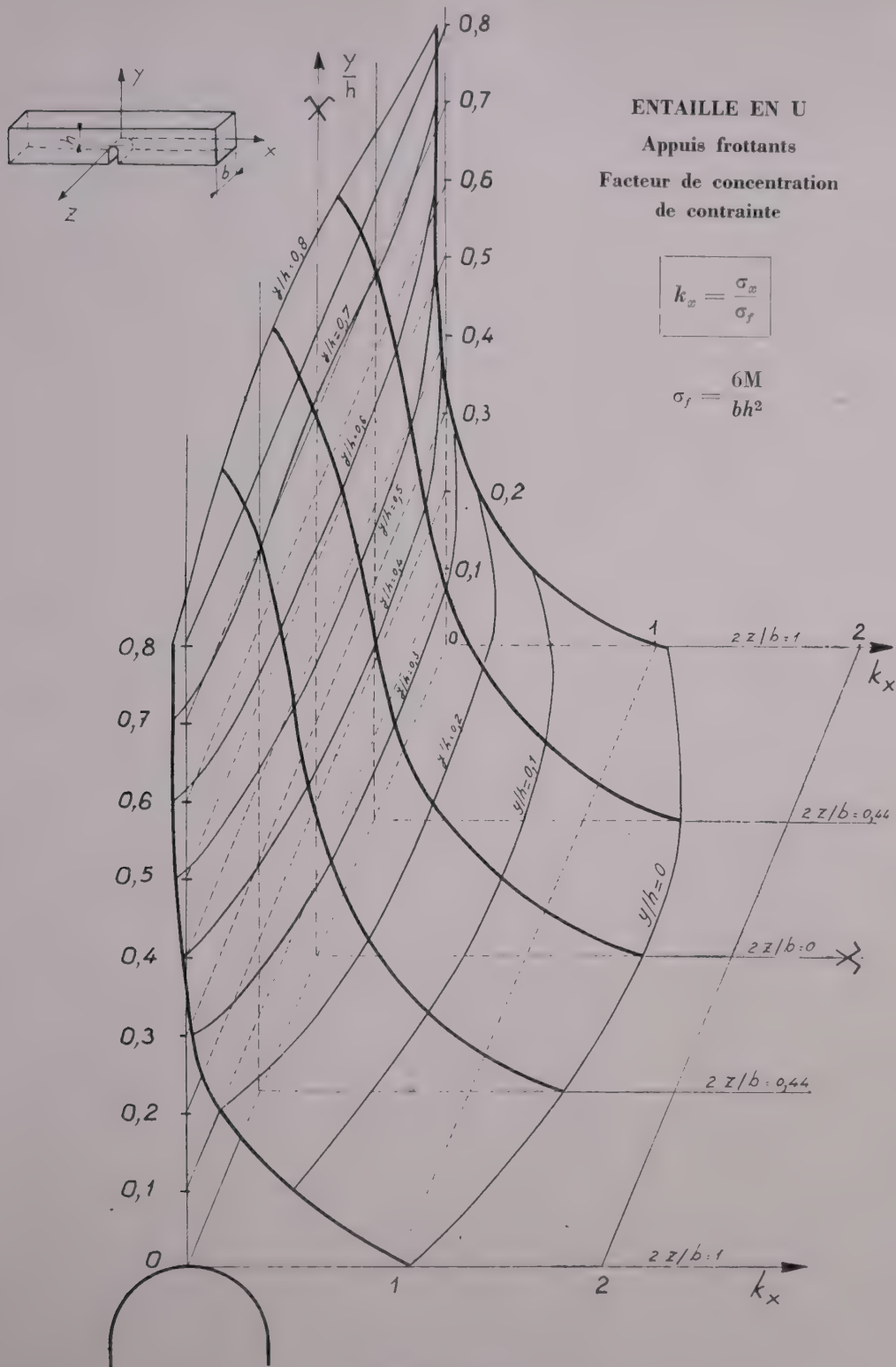


Diagramme 12

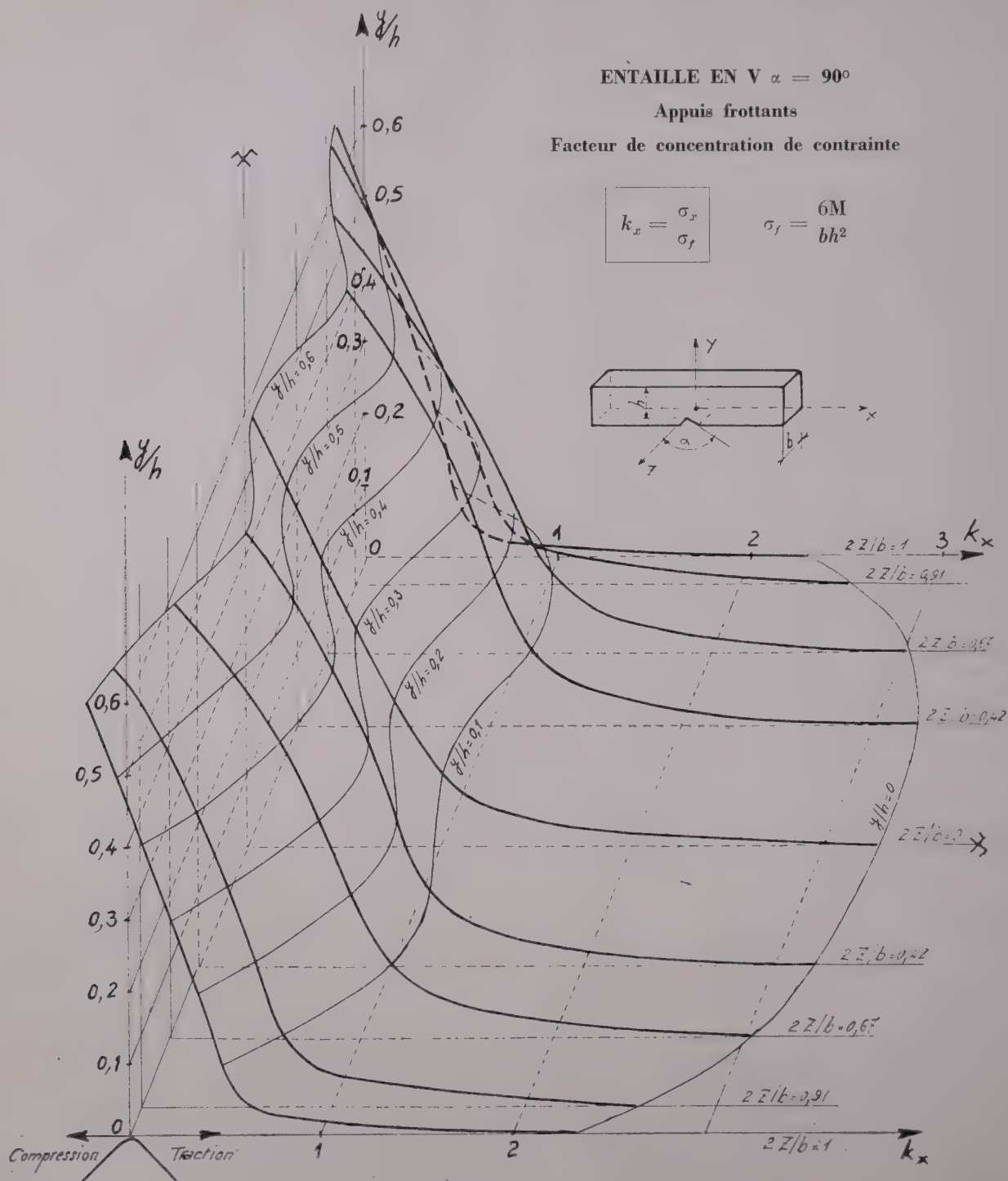


Diagramme 13

ENTAILLE EN V $\alpha = 45^\circ$

Appuis libres

Facteur de concentration de contrainte

$$k_x = \frac{\sigma_x}{\sigma_f}$$

$$\sigma_f = \frac{6M}{bh^2}$$

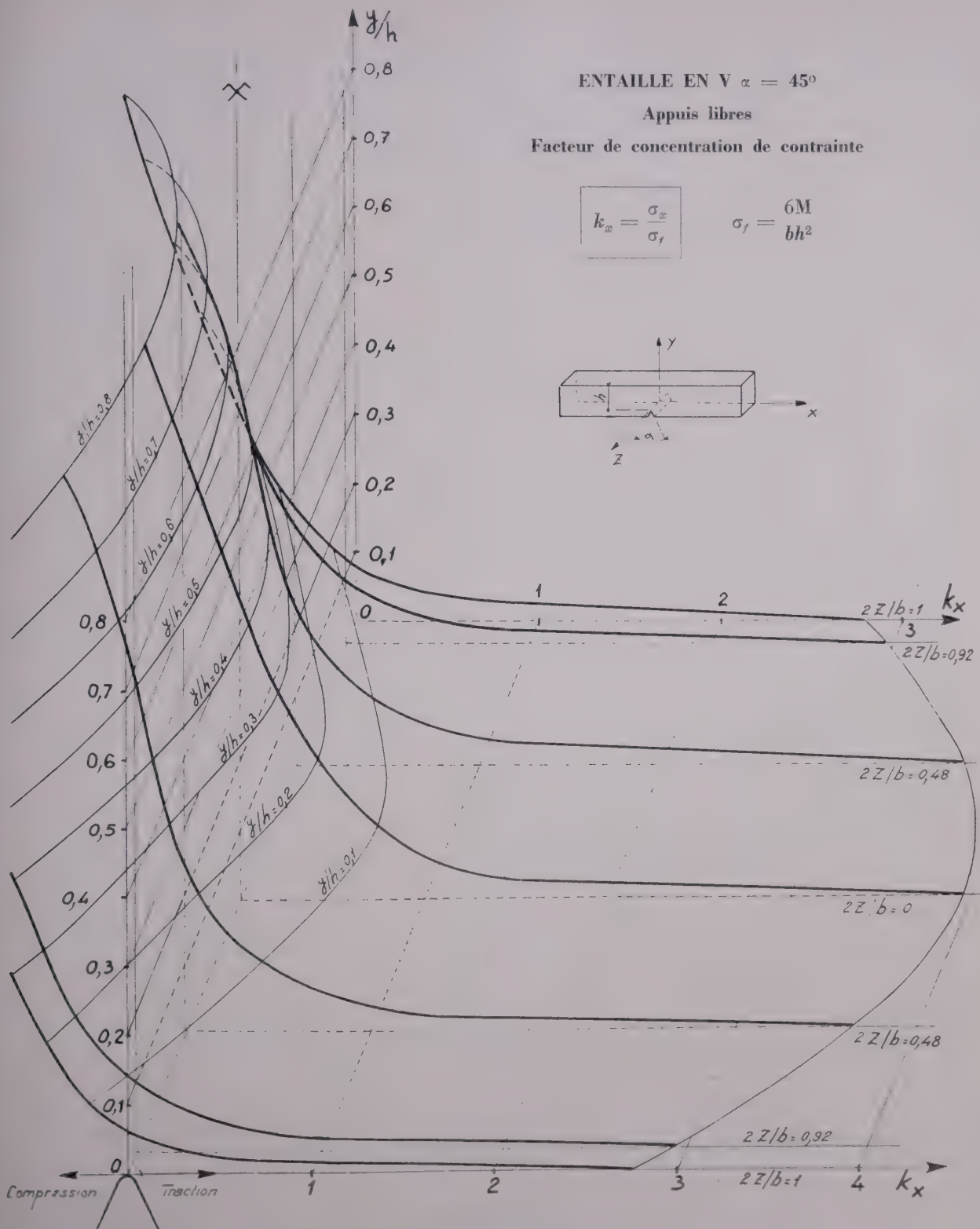
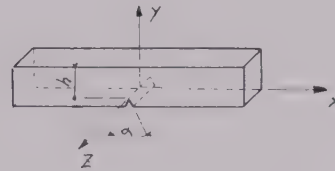


Diagramme 14

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e
3346-10-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure)

Dépôt légal : 4^e trim. 1956.

(Ann. I. T. B. T. P.)

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

OCTOBRE 1956

Neuvième Année, N° 106

Série : TRAVAUX PUBLICS (40)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 19 JUIN 1956

sous la présidence de

M. l'Inspecteur Général des Ponts et Chaussées

F. SENTENAC,

Directeur Général Honoraire des Services Techniques de la Ville de Paris

CONSTRUCTION D'UNE GALERIE TÉLÉPHONIQUE SOUS LA SEINE ENTRE LA PLACE SAINT-MICHEL ET LA PLACE DU CHÂTELET

par **M. G. BARDOUT,**

Ingénieur Général des Services Techniques de la Ville de Paris,
Chef du Service Technique des Travaux Neufs et du Métropolitain

RÉSUMÉ

La galerie pour câbles téléphoniques construite entre la place Saint-Michel et la place du Châtelet passe à grande profondeur sous les deux bras de la Seine. Sa longueur est de 630 m et son accès est assuré par trois puits.

La galerie circulaire de 2,20 m de diamètre intérieur a été construite à l'air libre après consolidation et étanchement préalables du terrain à l'aide d'injections.

Les trois puits d'accès ont été foncés à travers les alluvions à l'abri d'enceintes de pieux forés sécants exécutés par percussion au trépan.

SUMMARY

The tunnel for telephone cables constructed between the Place Saint-Michel and the Place du Châtelet passes at considerable depth beneath the two arms of the Seine river. Its length is 2,079 feet, and access to it is assured by three shafts. The circular tunnel has an inside diameter of 7.2 feet and was constructed in the open after consolidation and sealing of the ground by means of injections.

The three access shafts were bored through the alluvial soil inside enclosures of cutting piles driven by means of a percussion operating boring-bit.

PRÉSENTATION DU PRÉSIDENT

Je dois vous présenter, mais ceci est probablement inutile, le conférencier d'aujourd'hui, qui est M. Bar-dout, Ingénieur général des services techniques de la Ville de Paris et Chef du Service technique des Travaux Neufs et du Métropolitain.

Vous savez probablement tous qu'il est de la lignée des grands constructeurs du Métropolitain, dont le chef de file était M. Bienvenüe, dont nous honorons la mémoire. M. Bardout a été sous ses ordres ; puis il a continué l'œuvre commencée, je dirai avec la même prudence et aussi la même audace raisonnée. C'est dire que M. Bardout connaît parfaitement le sous-sol de Paris, qu'il connaît aussi les difficultés de toute nature que l'on y rencontre et que nul plus que lui n'était qualifié, avec ses collaborateurs, pour réaliser le travail dont il va maintenant vous parler.

EXPOSÉ DE M. G. BARDOUT

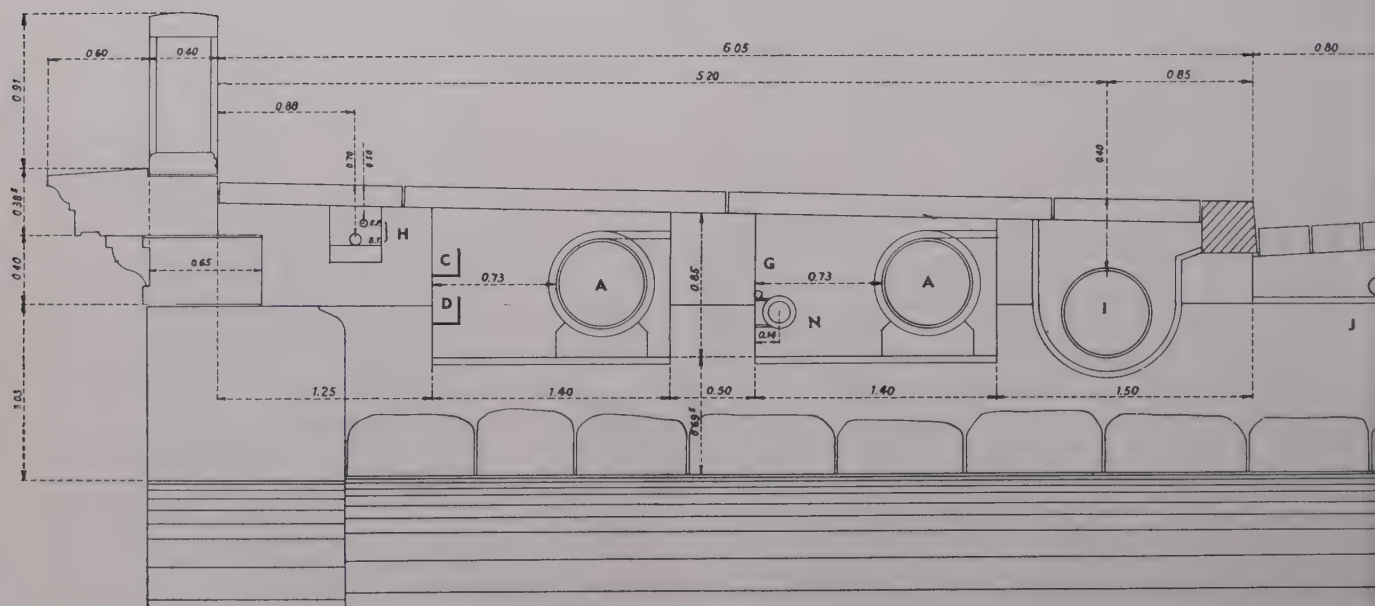
Se plaindre des difficultés de circulation, du nombre toujours croissant de véhicules dans les rues du centre de Paris conçues pour le trafic de l'époque des voitures à chevaux, et proposer d'y porter remède par des solutions apparemment séduisantes mais se révélant la plupart du temps utopiques et inopérantes est devenu un lieu commun.

Moins spectaculaire, mais non moins angoissant, est l'encombrement du sous-sol dans ces mêmes artères par les égouts, câbles électriques, conduites de gaz, caniveaux multitubulaires des P. T. T.; cani-

veaux de chauffage urbain, galeries diverses et à une plus grande échelle, métropolitain, qui ne laissent souvent aucune possibilité d'installation d'ouvrage nouveau.

Le problème prend une gravité particulière quand il s'agit de faire passer un nouvel ouvrage souterrain d'une rive à l'autre de la Seine. La place disponible dans les ponts est très limitée, tous les ouvrages y sont pratiquement à un même niveau et l'espace libre est d'ores et déjà saturé.

Trottoir amont



A. — Eau \varnothing 0,500. — B. — Eau \varnothing 0,500 (Vanne). — C. — P. T. T. 10 C. — D. — P. T. T. 3 C. — E. — P. T. T. 11 C.
F. — P. T. T. 18 C. — G. — P. T. T. 1 C

FIG. 1. — Coupe transversale des trottoirs

Ces canalisations en provenance des grands centraux interurbains de la capitale aboutissent aux environs de la place du Châtelet et il aurait fallu normalement leur faire emprunter les ponts au Change et Saint-Michel pour gagner la rive gauche de la Seine.

Il aurait été grandement facilité s'il avait pu être réalisé en même temps qu'une traversée du fleuve par un ouvrage important tel que : chemin de fer métropolitain ou voie souterraine, mais aucun ouvrage de cette nature n'est de réalisation prochaine — et l'extension des lignes téléphoniques ne pouvait subir de retard.

Deux procédés généraux pouvaient être envisagés pour cette traversée :

- Tous deux étaient de réalisation sûre mais comportaient, bien entendu, chacun des avantages et des inconvénients qu'il était nécessaire de mettre en balance avant de faire un choix définitif.

La solution par échouage était particulièrement séduisante et les récentes applications faites avec succès, en France, traversée de la Seine à Gennevilliers ou de la Marne à Alfortville par les tubes de la Trapil, celle de la Seine à Conflans par les P. T. T. étaient de nature à en accentuer l'intérêt.

This architectural drawing shows a cross-section of a wall with several circular and rectangular features. The drawing includes the following dimensions and labels:

- Overall Width:** 6.05 (indicated by a dashed line at the top).
- Top Right Section:** A vertical section on the right with a width of 0.49 and a height of 0.60.
- Internal Horizontal Dimensions:**
 - 5.20 (dashed line across the top of the main wall section).
 - 0.20 (vertical dimension on the left side of the first circular feature).
 - 0.73 (horizontal dimension between the first and second circular features).
 - 0.73 (horizontal dimension between the second and third circular features).
 - 0.50 (horizontal dimension between the third circular feature and the start of the rectangular feature).
 - 1.40 (horizontal dimension between the first and second circular features).
 - 1.40 (horizontal dimension between the second and third circular features).
 - 1.25 (horizontal dimension between the third circular feature and the start of the rectangular feature).
 - 1.15 (horizontal dimension at the bottom right).
- Vertical Dimensions:**
 - 0.85 (vertical dimension between the top and bottom of the middle circular feature).
 - 0.53 (vertical dimension between the top and bottom of the right circular feature).
 - 0.07 (vertical dimension between the top and bottom of the rectangular feature).
- Labels:**
 - I**: First circular feature on the left.
 - B**: Second circular feature in the middle.
 - B**: Third circular feature on the right.
 - E**: Small rectangular feature between the first and second circular features.
 - K**: Point on the top edge of the wall.
 - L**: Small rectangular feature between the second and third circular features.
 - F**: Small rectangular feature between the third circular feature and the start of the rectangular feature.
 - M**: Rectangular feature on the right, containing a grid of small circles.

à la clé de l'arche centrale.

Mais les conditions d'une traversée au centre de Paris, où le lit de la Seine est limité par des murs de quai, et où l'on se trouve à proximité d'ouvrages aussi importants que les souterrains de la S. N. C. F. sous le quai des Grands-Augustins ou ceux du chemin de fer métropolitain sous le quai de la Mégisserie, étaient loin d'être comparables à celles des traversées déjà réalisées.

En outre, il ne s'agissait plus d'immerger des tubes de 250 mm de diamètre au maximum, mais bien des tubes de 600 mm de diamètre intérieur, dimension minimum imposée par l'importance des canalisations devant y être posées.

En outre, la présence des murs de quai imposait le raccordement des tubes avec des chambres en maçonnerie nécessitant d'importants rescindements des basses berges, ainsi que l'établissement de batardeaux en palplanches métalliques.

De telles sujétions ne se présentaient pas dans les échouages récemment réalisés dans lesquels les tubes sont simplement relevés aux extrémités afin de leur permettre de franchir les berges du fleuve.

Bien que de même nature les problèmes différaient ainsi du tout au tout par l'échelle même des moyens à mettre en œuvre. La réalisation pouvait sembler cependant se présenter sous un aspect relativement économique.

Mais les sujétions d'exploitation devaient se révéler, en fin de compte, très onéreuses et annuler l'économie initiale de la solution par immersion.

En effet, il fallait assurer la protection des tubes contre la corrosion par des procédés peu nombreux et généralement très coûteux et dont certains, tels que émaillage, peinture, phosphatation, devaient être rejetés a priori parce que pouvant être détériorés dès l'origine par le tirage des câbles.

En outre, malgré leur forte section, les tubes n'étaient pas visitables et les réparations des câbles accidentés se révélaient particulièrement difficiles en raison du nombre important de ceux-ci.

Aussi cette solution a-t-elle été en définitive rejetée au profit de la solution classique de construction d'une galerie par cheminement horizontal.

Destinée à relier entre elles les galeries téléphoniques existant aux abords de la place Saint-Michel d'une part, de la place du Châtelet d'autre part, elle devait, pour répondre aux besoins présumés d'un avenir assez lointain, être circulaire et présenter une fois finie un diamètre intérieur de 2,20 m.

Les ingénieurs des Services Téléphoniques avaient primitivement envisagé (fig. 2), afin d'éviter l'encombrement du sous-sol des places Saint-Michel et du Châtelet, d'emprunter la rue Saint-André des Arts et la rue Séguier pour aboutir, en passant sous le petit bras de la Seine, à la place Dauphine, puis en passant sous le grand bras à la rue Edouard-Colonne, et de là, par la rue des Lavandières-Sainte-Opportune et la rue Jean-Lantier, gagner les abords de la place du Châtelet.

Une étude plus poussée a montré que l'on pouvait éviter un tel allongement de parcours (fig. 3) —

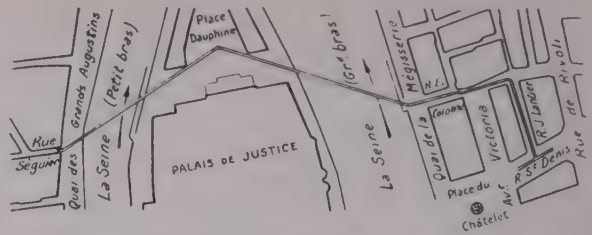


FIG. 2. — Premier tracé envisagé.

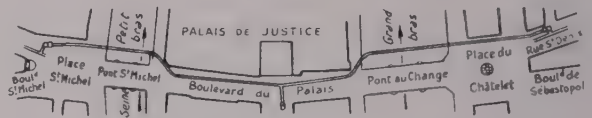


FIG. 3. — Tracé adopté.

environ 300 m — et se rapprocher davantage du parcours rectiligne joignant les deux places. Ainsi la longueur de la partie sous-fluviale est ramenée de 182 à 155 m.

Le profil en long était subordonné à plusieurs conditions : d'abord laisser possible un approfondissement ultérieur du lit du fleuve à 4,50 m au-dessous du niveau de la retenue normale, envisagé par le *Service de la Navigation de la Seine*; ensuite éviter les obstacles importants constitués entre autres par les lignes métropolitaines, le chemin de fer région sud-ouest, les déversoirs d'orage, etc...; et enfin conserver au-dessus de l'ouvrage une protection d'au moins 3 m de terrain pratiquement imperméable.

D'après les renseignements recueillis au cours de l'exécution de la ligne métropolitaine n° 4 qui est sensiblement parallèle et un peu en amont de la galerie téléphonique, on savait que l'on pouvait se placer dans des formations du calcaire grossier supérieur et sur une grande partie de la longueur, sous le banc de roche avec entame possible du banc royal.

On était ainsi à peu près certain d'avoir un toit résistant et comme au-dessus de la roche, les travaux de la ligne n° 4 avaient permis de reconnaître des bancs de marne d'épaisseur plus ou moins grande, on pouvait espérer une étanchéité relative.

Ces considérations avaient amené à fixer le point bas du profil à la cote 10,00 environ. Mais les constatations faites au cours d'un sondage de reconnaissance (fig. 4) à l'emplacement du puits Saint-Michel ont conduit, comme on le verra plus loin, à augmenter cette profondeur et à situer en définitive le point bas à la cote 6,94.

Je rappelle que lors de la traversée de la Seine par la ligne n° 12 entre la place de la Concorde et la Chambre des Députés, qui se développait dans ces mêmes formations du calcaire grossier moyen, on

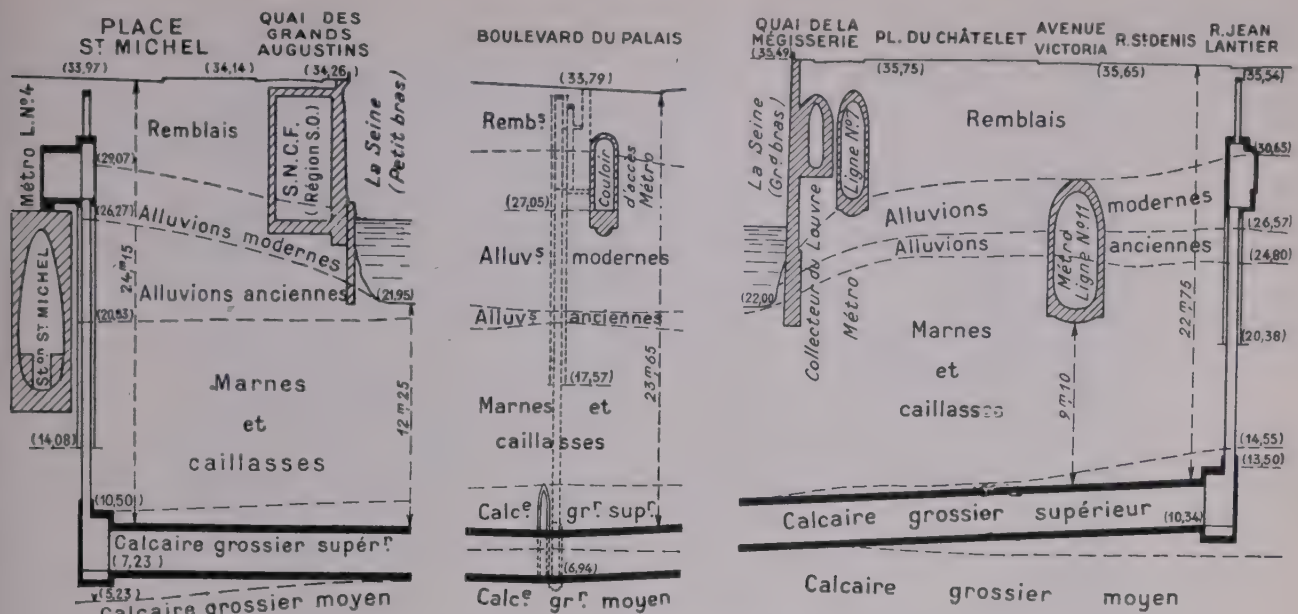


FIG. 4. — Coupe géologique au droit des puits Saint-Michel, Lutèce et Châtelet.

avait exécuté en avant du bouclier une galerie pilote de 2,20 m de hauteur, 2,20 m de largeur en tête et 3,00 m en pied et d'une longueur de 7 à 8 m, galerie qu'on élargissait ensuite pour lui donner la même forme qu'à la partie extérieure du bouclier. Il n'en est résulté aucun inconvénient tant que l'on est resté dans le calcaire. On a pensé que la galerie téléphonique, dont la section est comparable à cette galerie pilote, pourrait être construite sans l'emploi du bouclier et peut-être même sans utilisation de l'air comprimé.

C'est ainsi que si la consultation des entrepreneurs en vue de la construction de l'ouvrage, a été faite sur un projet prévoyant l'emploi éventuel de l'air comprimé, on avait offert à ces entrepreneurs la possibilité de présenter des variantes.

Une seule entreprise a présenté une offre comportant l'emploi du bouclier.

Les propositions des autres se classaient en deux catégories :

— Recours à l'air comprimé pour les parties sous-fluviales (grand bras et petit bras de la Seine), le surplus de la galerie sur les rives droite et gauche et dans l'île de la Cité étant exécuté à l'air libre à l'abri d'épuisements.

ou :

— Exécution de la galerie à l'air libre sur la totalité de la longueur après consolidation et étanchement du terrain, soit sur la totalité de la longueur, soit seulement au passage du fleuve.

Le premier procédé est parfaitement au point et donne toute garantie de réussite mais est très oné-

reux et impose des conditions de travail très pénibles et pouvant même devenir dangereuses pour les ouvriers quand la pression atteint ou dépasse 2 kg.

Le procédé par consolidation du sol à l'aide d'injection bien que d'utilisation beaucoup plus récente, a néanmoins à son actif des réalisations importantes en matière de tunnels ou de galeries souterraines : tunnel de la Mersey, galeries de Pralognan, de Malgovert, d'Acif el Hamman, étanchements et consolidations à l'usine de Fessenheim sur le grand Canal d'Alsace.

On a donc pensé que, malgré une moins longue carrière, cette technique était bien au point et que, dans le cas de la galerie qui nous occupe, les conditions géologiques étaient favorables à son emploi et de nature à donner toutes garanties de réussite.

C'est en définitive à ce procédé, qui a l'avantage d'être moins onéreux et de n'imposer à la main-d'œuvre que des conditions de travail normales et sans danger, que l'on a décidé de recourir ; et les propositions faites par les *Entreprises Heulin et Montocol* pour sa mise en œuvre ont été finalement retenues.

L'ouvrage à construire est une galerie circulaire de 2,20 m de diamètre intérieure destinée à réunir entre elles les galeries téléphoniques existantes place du Châtelet et place Saint-André des Arts. Elle a son origine sous la place Saint-Michel au droit du n° 6 (fig. 3).

Implantée parallèlement aux façades ouest de la place, elle franchit le petit bras de la Seine en aval du pont Saint-Michel, parallèlement à ce pont, à 12 m environ des piles, traverse en diagonale le quai des



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes, cliché Solétanche.)

FIG. 5. — Installation de chantier au puits Saint-Denis.

Orfèvres pour se développer ensuite sous le boulevard du Palais. Après avoir franchi le quai de l'Horloge la traversée du grand bras de la Seine s'effectue à l'aval du pont au Change, parallèlement à ce pont à 15,00 m environ des piles, puis la galerie se poursuit jusqu'à la rue Jean-Lantier fin du projet.

On accèdera à la galerie par deux puits situés l'un place Saint-Michel et l'autre rue Saint-Denis (fig. 5). De 2,80 m de diamètre intérieur ils présentent chacun à la partie supérieure une chambre de 3,40 m de diamètre reliée d'une part, à une galerie de raccordement avec les ouvrages en service et d'autre part, à la partie supérieure, à un branchement et à une cheminée de regard pourvue d'une gaine d'aération du type habituel des galeries téléphoniques (fig. 6).

Ces puits aboutissent à leur partie inférieure à une chambre de brassage des câbles d'où part la galerie circulaire proprement dite.

Un escalier en béton armé relie la chambre supérieure à la chambre de brassage.

Un puits intermédiaire (fig. 7), rue de Lutèce, de 2,50 m de diamètre intérieur, comporte :

- A la partie supérieure un branchement de regard avec cheminée d'accès et gaine d'aération ;
- A la partie inférieure une chambre de puisard reliée à la galerie principale par une galerie de même caractéristique que celle-ci ; au point de jonction de ces deux galeries un ouvrage de communication est prévu. Les eaux recueillies au puisard seront relevées à la surface pour être rejetées en égout.

Un sondage effectué avant le commencement des travaux au puits Saint-Michel a montré que les marnes avec intercalation de caillasses avaient leur base à 23,50 m sous le niveau du sol et qu'en-dessous se trouvait le calcaire grossier supérieur compact.

On a pensé que dans cette couche seraient rencontrées les conditions les meilleures pour la construction de la galerie à condition d'assurer le colmatage aussi parfait que possible des fissures rencontrées.

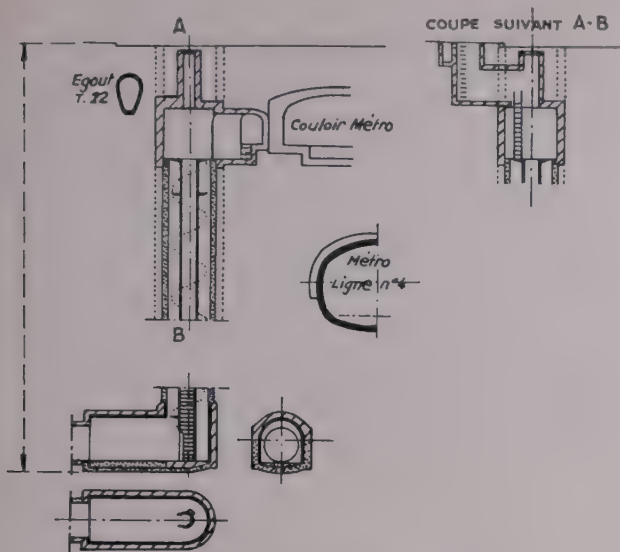


FIG. 6. — Coupe du puits Saint-Denis.

Mais il en est résulté un approfondissement de 3 m par rapport au projet initial du puits Lutèce et du puits Saint-Michel entraînant une augmentation de 1 mm à 1 cm par mètre de la pente entre le puits Saint-Denis non modifié et le puits Lutèce, la pente entre les puits Lutèce et Saint-Michel restant de 1 mm par mètre.

L'originalité de l'exécution de l'ouvrage réside :
d'abord dans le procédé de fonçage des puits ;

puis dans les méthodes de colmatage des fissures des bancs de calcaire dans lesquels se situe la galerie.

Fonçage du puits (fig. 8).

D'une manière générale les puits traversaient des sables et graviers à forte circulation d'eau ainsi que des marnes sableuses aquifères avec intercalation de bancs de caillasses siliceuses et enfin du calcaire grossier, plus ou moins fissuré avec venues d'eau importantes par les lits. Mais en outre au puits de la rue de Lutèce on devait tout d'abord traverser une épaisseur d'environ 5 m de limons bouillants.



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes, cliché Solétanche.)

FIG. 7. — Installation de chantier au puits de Lutèce.

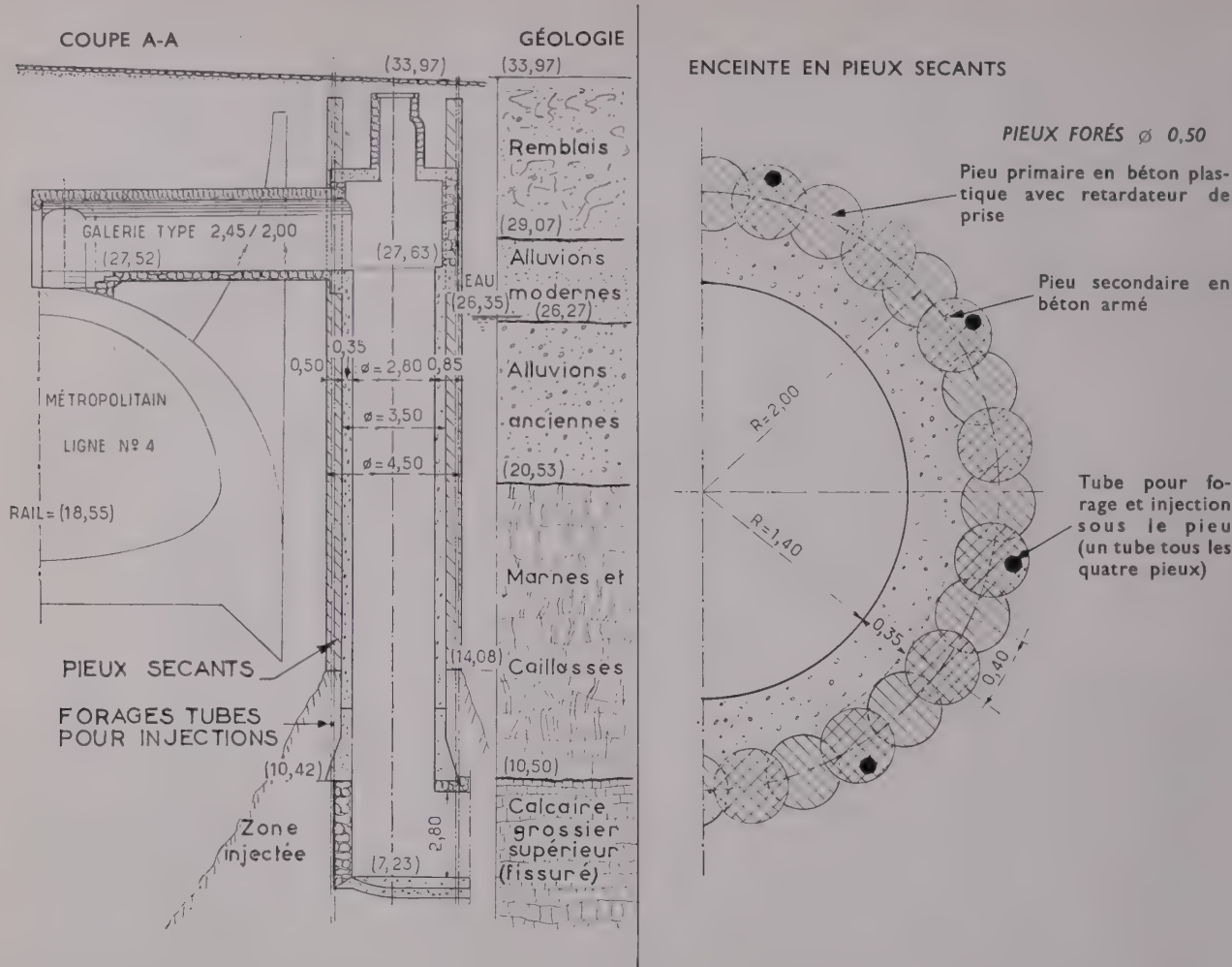


FIG. 8.

Ces sujétions particulières excluaient tout fonçage par les méthodes traditionnelles avec blindage en bois et épaissements. Par ailleurs le battage de palplanches était aléatoire en raison de la nature du terrain et n'excluait pas les dommages possibles aux immeubles ou aux ouvrages souterrains préexistants.

L'emploi de caissons havés à l'air comprimé aurait été possible mais trop onéreux.

On a été ainsi amené à mettre en œuvre un procédé relativement nouveau, mais qui avait cependant donné d'excellents résultats, dans des travaux de consolidation d'ouvrages ou dans les barrages. Tout comme dans le procédé par palplanches, il consiste à exécuter autour du puits à construire une enceinte étanche et résistante au moyen de pieux forés et moulés dans le sol, traversant les alluvions et s'encastrent à leur base dans les marnes et caillasses, le terrain sous-jacent jusqu'au-dessous du puits étant ensuite étanché et consolidé par des injections : c'est le procédé par pieux sécants.

Le puits lui-même est ensuite foncé à l'intérieur de cette enceinte.

Le procédé a été mis en œuvre sur le chantier de la galerie téléphonique par l'Entreprise Solétanche.

Voici comment ces travaux ont été exécutés par l'entreprise au puits Saint-Michel, les deux autres ayant été foncés de façon identique.

L'enceinte étanche était constituée par 32 pieux de 20 m de longueur moyenne, 0,50 m de diamètre et se recoupant entre eux sur 0,10 m.

Ils ont été forés à percussion (fig. 9) sans tubages au moyen d'un trépan, avec injection, au niveau du taillant, d'un fluide à base d'argile appelé généralement par les foreurs : « boue de forage ou eau lourde », et qui a pour but d'aider à l'attaque des formations rencontrées, de refroidir les outils de perforation, d'assurer la tenue des parois du forage par dépôt d'un film colloïdal formant une croûte étanche jouant le rôle de tubage et enfin de permettre la mise

en suspension des sédiments provenant de la perforation qui s'évacuent ainsi tout naturellement par l'orifice du forage.

La composition de la boue ne peut pas être fixée a priori car elle doit être adaptée à celle des eaux rencontrées et dépend de la nature des terrains traversés, des incidents qui peuvent survenir durant le travail de perforation, etc...

Le produit de base est l'argile en poudre ou la bentonite qui fournit, en principe, les éléments colloïdaux de la boue.

En général, pour les boues mises en œuvre dans des conditions moyennes, on prévoit une concentration de quelques dizaines de kilogrammes d'argile par mètre cube de boue, correspondant à une densité du fluide comprise entre 1,02 et 1,15.

Une fois terminé le forage est immédiatement bétonné.

Afin d'assurer l'étanchéité des pieux entre eux, on exécute d'abord un pieu sur deux, on l'appelle le pieu primaire, puis les pieux intermédiaires ou pieux secondaires, qui viennent s'intercaler entre ceux déjà exécutés en mordant sur ceux-ci. Les pieux intermédiaires sont armés.

Enfin, le joint entre pieux est injecté de bas en haut au coulis de ciment au moyen d'un tube remonté avant la prise du béton.

Le matériel de forage comprend essentiellement une sondeuse et ses accessoires et le circuit d'eau lourde.

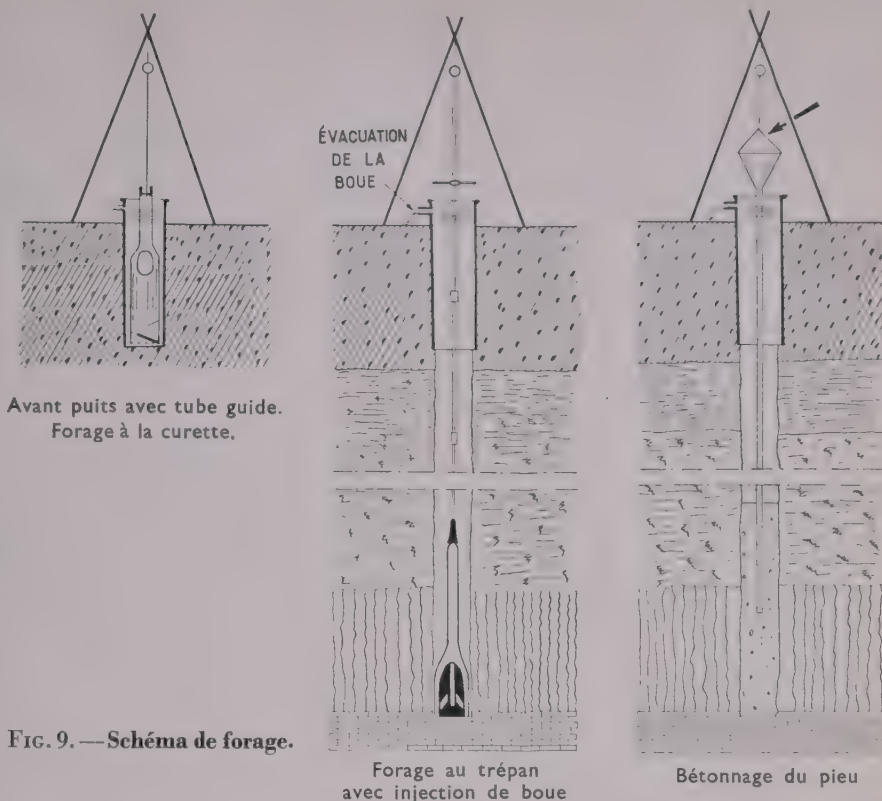


FIG. 9. — Schéma de forage.

La sondeuse comportait un treuil avec moteur de 25 ch, un balancier à battage rapide et une chèvre de 8 m de hauteur, le tout monté sur un bâti pivotant, situé dans l'axe du puits.

Le train de sonde comprenait en particulier (fig. 10) un trépan à injections de 1 000 kg, plat pour les pieux primaires et habillé d'un cylindre en acier (fig. 11) pour les pieux secondaires, afin d'éviter la déviation de l'outil creusant partiellement dans les pieux pri-



FIG. 10.



FIG. 11.

maires, en raison du recouplement de 10 cm entre pieux.

Le circuit d'eau lourde représenté sur le schéma de la figure 12 comprenait :

— La préparation dans une cuve ;

- Le refoulement dans la tête d'injection du train de tiges par une pompe à piston ;
- Le passage rapide dans les tiges et injection au niveau du trépan ;
- La remontée par le forage avec entraînement des sédiments ;

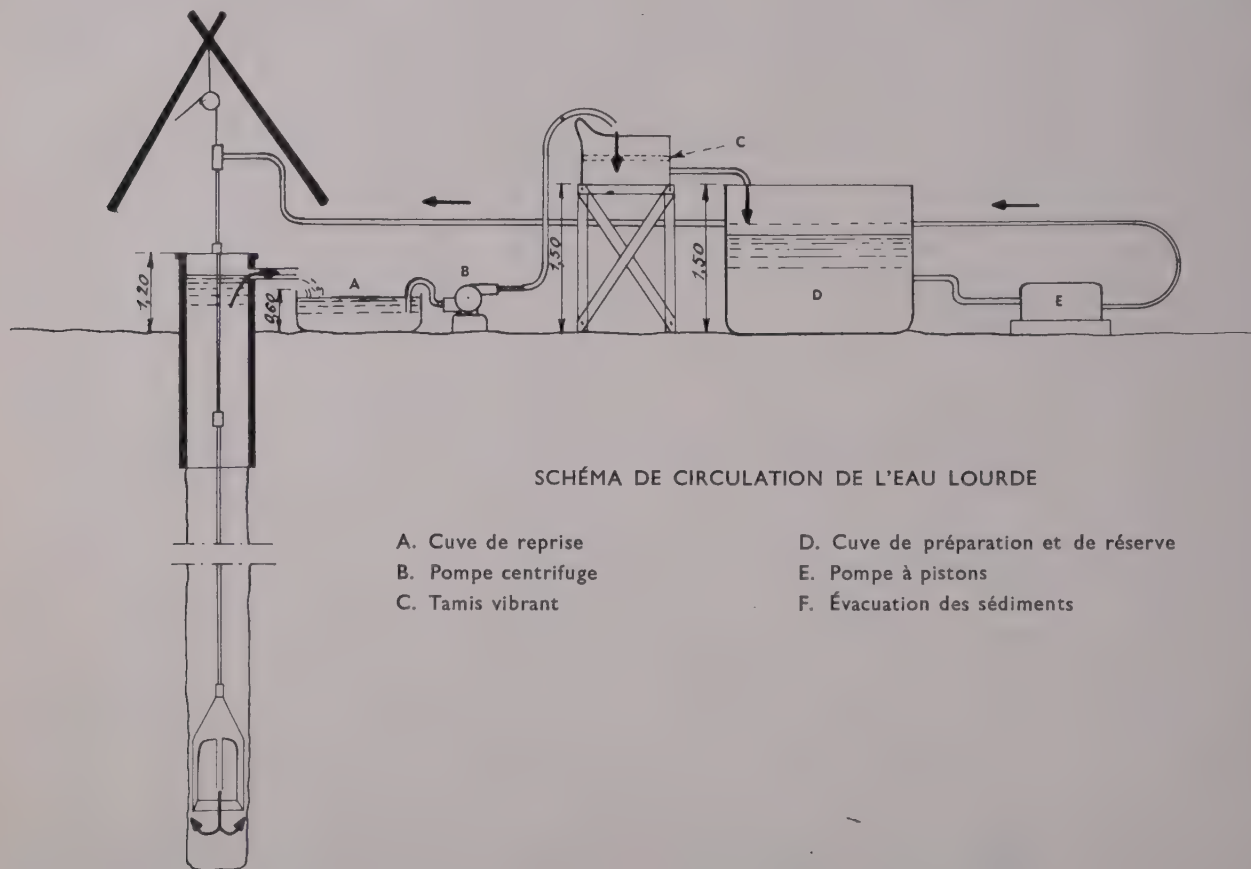


SCHÉMA DE CIRCULATION DE L'EAU LOURDE

A. Cuve de reprise
B. Pompe centrifuge
C. Tamis vibrant

D. Cuve de préparation et de réserve
E. Pompe à pistons
F. Évacuation des sédiments

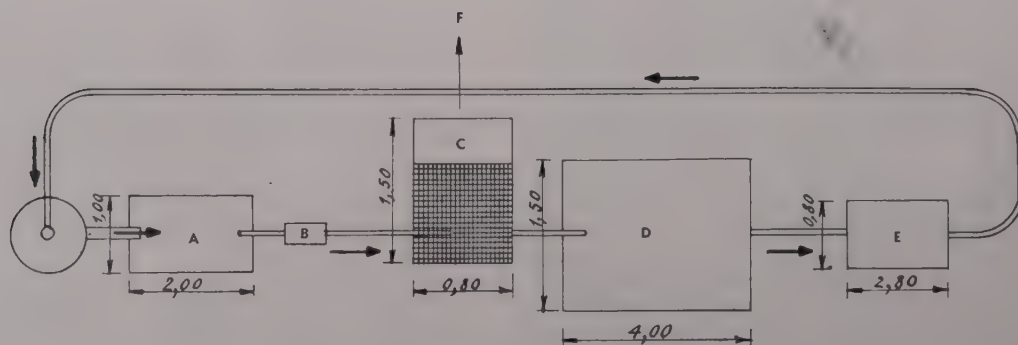


FIG. 12.

Ce béton était composé de 400 kg de ciment Fouilloux 250-375, 700 l de gravillon, 500 l de sable, 150 l d'eau et 20 kg d'argile de Provins. L'argile donnait au béton une certaine plasticité permettant une légère déformation sans fissuration.

Les pieux secondaires étaient armés et un sur quatre était équipé sur toute sa hauteur d'un tube de 65 mm destiné au traitement ultérieur des terrains sous-jacents par injection sous l'enceinte des pieux.

Le béton des pieux secondaires avait la même composition que celui des pieux primaires mais ne contenait ni argile ni retardateur de prise. Avec ou sans argile, avec ou sans retardateur de prise, ces bétons donnaient en moyenne une résistance à l'écrasement de 375 kg/cm² à trois mois.

L'exécution des trente-deux pieux de l'enceinte du puits Saint-Michel a duré deux mois et demi environ entre le 24 février et le 9 mai 1955.

On a procédé ensuite aux travaux d'étanchement des marnes et caillasses et du calcaire grossier encaissant la partie inférieure du puits.

Les forages verticaux de traitement ont été effectués à la sondeuse rotative à partir des huit tubes verticaux laissés en attente dans les pieux sécants et qui se trouvaient écartés l'un de l'autre de 2 m environ.

En principe on réalisait et traitait d'abord un forage sur deux, puis ensuite les forages intermédiaires qui tenaient lieu de forage de contrôle et de traitement de finissage.

On a commencé le traitement par une tranche de 2 m de hauteur immédiatement sous l'enceinte des pieux.

Puis on a reperforé cette tranche et poursuivi chaque forage jusqu'à 2 m sous le fond du puits. L'injection se faisait ensuite en remontant par tranches successives de 2 m en plaçant un obturateur à la partie supérieure de chaque tranche. Cette méthode de traitement en remontant, possible seulement dans les terrains cohérents où l'obturateur peut tenir, évite la reperforation obligatoire quand on traite en descendant.

Le coulis composé de 50 kg de ciment de laitier au clinker 100-160, de 50 kg d'argile, de 20 l de sable de Clamart et de 100 l d'eau était injecté par une pompe à air comprimé jusqu'au refus dans le calcaire et à une pression limitée à 10 kg dans les marnes.

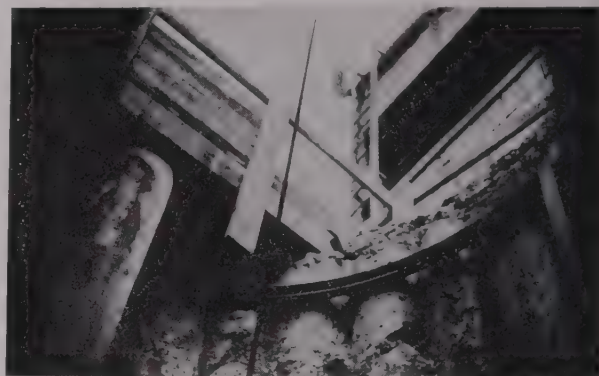
Dans les marnes et caillasses on a dû se limiter à une pression de 10 kg environ, bien qu'elle fut insuffisante pour l'étanchement des veines de sable et des fines fissures des bancs de caillasses, car en poussant au-delà on amenait la rupture des bancs de marne.

Cette limitation de la pression a été adoptée après que l'on eut constaté des résurgences en surface et une consommation anormale de coulis qui devait probablement cheminer très loin par des passages privilégiés sans que l'on soit pour cela certain de réaliser un étanchement suffisant du terrain autour du puits.

C'est ainsi qu'en traitant les marnes au puits de la rue Saint-Denis, le coulis, bien qu'injecté à une pres-

sion relativement faible, a pénétré dans le tunnel de la ligne métropolitaine n° 4 à travers les joints de son cuvelage en fonte.

L'excavation proprement dite du puits sur 3,50 m de diamètre et 23 m de profondeur, dont 16 m sous la nappe, a été exécutée en un mois, à peine, à l'abri des pieux sécants d'abord (fig. 14), puis dans les terrains sous-jacents étanchés par injection. Les infiltrations dans le puits ont été relativement faibles (de l'ordre de quelques mètres cubes à l'heure) et coulaient sans pression sur les parois de l'excavation



(Cliché P.T.T.)

FIG. 14.



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes, cliché Solétanche.)

FIG. 15. — Puits de Lutèce. Fouille en cours.



(Photo H. Baranger, Paris.)

FIG. 16. — Regard rue Saint-Denis. Terrassements dans les terrains traités par cimentation jusqu'à la base de la patte d'éléphant, cote 14,38.

alors que l'on peut affirmer, après avoir vu la nature des terrains traversés, que l'on n'aurait pas pu rabattre la nappe avec des pompages sans créer des vides dangereux autour du puits.

Au fur et à mesure du fonçage, une cerce en U de 100 mm \times 50 mm était posée tous les mètres (fig. 15 et 16).

Le terrassement du puits a été provisoirement arrêté sur le toit du calcaire grossier afin de réaliser en remontant le revêtement définitif du puits (fig. 17) en béton pervibré de 0,35 m d'épaisseur derrière des coffrages métalliques; à la base ce revêtement comportait une patte d'éléphant donnant une assise suffisante pour permettre en toute sécurité l'excavation finale du puits en sous-cœuvre.

Ce revêtement a été réalisé en dix jours.

Puis on a procédé, pendant une semaine, à des injections de collage étanchant parfaitement toutes les venues d'eau qui, auparavant, étaient drainées dans un puisard au centre du puits.

Le fonçage du puits sur les 4 m restants a été ensuite exécuté dans le calcaire grossier.

Galerie.

Comme il a déjà été indiqué la galerie est circulaire et a 2,20 m de diamètre intérieur (fig. 18).



(Cliché P.T.T.)

FIG. 17.

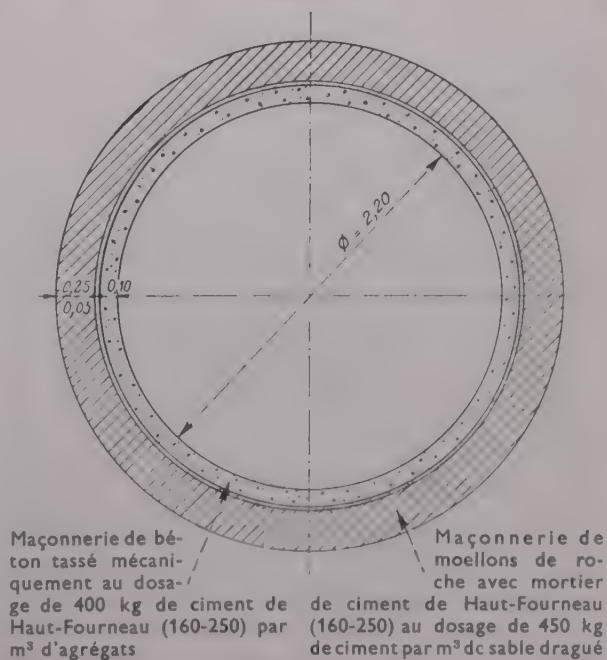


FIG. 18.

En principe son revêtement est constitué de la manière suivante :

1° Un rouleau extérieur de 0,25 m environ d'épaisseur en moellon de roche ;

2° Un enduit lissé de 0,03 m d'épaisseur en mortier de ciment ;

3° Un rouleau intérieur de 0,10 m d'épaisseur en béton mis en place par refoulement à l'air comprimé et tassé mécaniquement par vibration des coffrages métalliques.

Ces revêtements successifs sont nécessaires afin d'assurer une étanchéité absolue à l'intérieur de la galerie. Toutefois dans certains tronçons de la galerie sous le boulevard du Palais, une grande partie du rouleau extérieur a été réalisée en béton (fig. 19) avec clavage en maçonnerie de moellon de roche.

La galerie se développe dans le calcaire grossier supérieur. Cette formation géologique, la plus importante du bassin parisien, est un dépôt marin fossilifère donnant toutes les variétés de pierres calcaires dont la plupart a servi à bâtir Paris. Elle est constituée de bancs plus ou moins fissurés séparés par des lits de bousin et contient un réseau aquifère important dont la pression statique au niveau de la galerie atteint 2 kg/cm².

Les eaux d'infiltration produisent souvent à la partie supérieure du calcaire un phénomène de dissolution : le carbonate de chaux dissous est entraîné et laisse des poches qui peuvent se poursuivre en profondeur et former des puits.

La difficulté de passage dans cette formation résidait donc dans la puissance du réseau aquifère, l'importance de la fissuration des divers bancs et la rencontre éventuelle de puits naturels.



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes.)

FIG. 19. — Vibration du béton.

Pour pallier ces difficultés, on devait donc reconnaître d'abord le terrain avant tout avancement puis ensuite, le traiter pour l'étancher.

La méthode a consisté à pratiquer à partir du front de taille des injections par deux auréoles concentriques de forages divergents de manière à étancher au large le terrain enveloppant l'excavation ultérieure de la galerie. Un des forages pour injections était carotté afin de reconnaître les caractéristiques ou les accidents du terrain.

Cet étanchement a été conduit par passes de 25 m de longueur ce qui, compte tenu d'un bouchon de protection de 5 m de longueur laissé sur l'avant, permettait l'excavation sur 20 m.

Les injections ont été réalisées (fig. 20) en deux auréoles :

- La première A inclinée d'environ 15 % sur l'axe de la galerie comportait six forages de 12,50 m de longueur (A1 à A6) dont trois en voûte et trois en radier ;
- La seconde B inclinée d'environ 10 % sur l'axe de la galerie comportait sept forages de 25 m de longueur (B1 à B7), dont cinq en voûte et deux en radier.

Cette seconde auréole a été complétée par deux autres forages de 25 m servant de contrôle effectués à faible inclinaison dans la partie supérieure de la galerie (C1 et C2).

On forait en premier lieu le trou le plus élevé de la seconde auréole qui servait de forage de reconnaissance et permettait de se rendre compte de la fissuration plus ou moins grande du terrain d'après les venues d'eau de ce forage. Il était ensuite injecté.

L'ordre de succession des forages pour injections était le suivant :

- Forage B1, puis injection ;
- Forages A1 et A4 diamétralement opposés, puis injection ;
- Forages A6 et A3 diamétralement opposés, puis injection ;
- Forages A2 et A5 diamétralement opposés, puis injection.

On procédait ensuite de la même manière pour l'injection des forages de l'auréole B, puis des deux forages de contrôle C.

En fait, la totalité des forages prévus qui représentait 15 m de forage par mètre de galerie, n'a été réalisée que sous la Seine.

En dehors de celle-ci les nécessités d'étanchement et de consolidation étaient moins impérieuses, aussi a-t-on réduit le bouchon de terrassement entre phases à 3 m (au lieu de 5 m) et supprimé un des forages C de contrôle ainsi que le forage court A inférieur, ce qui a permis d'économiser en moyenne, 2,25 m de forage par mètre de galerie, ramenant ainsi à 12,75 m la longueur de forages par mètre d'ouvrage.

— 937 —

Ces forages sont exécutés à la sondeuse rotative à injection d'eau avec une couronne à prismes de 65 mm; le sondage de reconnaissance donne des carottes de 50 mm de diamètre (fig. 21 et 22).

La rotation est assurée par un moteur électrique de 8 ch et la propulsion par un moteur à air comprimé.

À chaque phase de traitement du terrain on mesurait le débit des niveaux d'eau rencontrés. Ce débit, pour l'ensemble d'une phase était évidemment maximum pour le premier sondage de l'auréole la plus longue, exécuté avant toute injection : il débitait de 10 à 25 m³/h selon les phases.



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes, cliché Solétauche.)

FIG. 21. — Sondeuse Nusse et Gruffer.

De tels débits dans un forage de 25 m de longueur et 65 mm de diamètre, montrent bien en extrapolant sur la section entière de la galerie que, sans étanchement préalable, les épuisements eussent été d'une telle importance que l'on en serait difficilement venu à bout et qu'en tout cas la maçonnerie eut été irréalisable.

De fait, après traitement, le débit maximum total sur 600 m de galerie ne s'élève qu'à 64 m³/h, soit 100 l/h au mètre, ce qui est insignifiant.

La méthode d'injection elle-même a dû être adaptée aux circonstances eu égard aux résultats obtenus.



Photo J.-C. Ballier, Vincennes, cliché Solétanche.

FIG. 22. — Galerie Lutèce-Châtelet. Forage A6 en cours avec sondeuse Nusse et Gräffer.

On avait prévu tout d'abord l'étanchement du terrain par des injections de ciment additionné d'argile et de sable poussées jusqu'au refus et c'est ce qui fut réalisé dans les puits sous la base des pieux sécants, mais dans les marnes et caillasses les possibilités d'injections ont été limitées en raison du claquage des bancs sous une trop forte pression.

L'injection des calcaires dans les puits s'est faite dans de meilleures conditions en augmentant la pression et en utilisant un coulis de ciment, d'argile et de sable avec un épaissement croissant pour les fortes absorptions.

A la suite de ce traitement des calcaires, les constatations faites au cours de l'excavation de la partie basse des puits, ont montré, en particulier au puits Lutèce, qu'il subsistait dans la masse de calcaire traitée, des infiltrations gênantes pour le bétonnage du puits, et qui l'auraient été bien davantage encore pour l'exécution du revêtement de la galerie.

Il importait donc d'essayer de colmater les plus fines fissures du calcaire qui n'étaient pas pénétrées par les grains du ciment.

La solution a consisté à combiner le traitement au coulis de ciment avec l'injection d'un gel de silice à la fois beaucoup plus fluide et beaucoup plus pénétrant que le coulis de ciment.

Deux méthodes étaient possibles :

- Soit terminer par un gel de silice le traitement préalablement réalisé au ciment ;
- Soit faire précéder l'injection du coulis de ciment par celle du gel de silice.

La première méthode nécessitait le doublement du nombre de forages, tandis que la seconde permettait d'injecter par le même trou le gel de silice puis le coulis de ciment. En outre, celle-ci avait l'avantage de favoriser la pénétration du ciment dans les fissures les plus fines dont les parois se trouvent lubrifiées.

Au cours du traitement de la galerie de service à partir du puits Lutèce et des deux antennes de départ de la galerie principale, on avait essayé de n'injecter que du gel de silice, mais les résultats ont été insuffisants.

C'est en réalisant la première phase du traitement de la galerie à partir du puits Saint-Michel que la méthode avec injection de gel de silice, précédant celle de ciment, a été mise au point.

La pression d'injection a été limitée à 10 kg/cm² pour le gel et 15 kg/cm² pour le ciment. Le traitement a donné un résultat encourageant bien que réalisé dans une zone de calcaire très fracturé.

Par la suite, la pression d'injection fut maintenue à 10 kg/cm² pour le gel mais poussée jusqu'à 25 kg/cm² pour le ciment et même au refus pour les faibles absorptions, ce qui donna des résultats satisfaisants.

En outre, la disposition des forages a été modifiée de façon à en augmenter la densité à l'extrados de la galerie où la maçonnerie est toujours plus difficile à réaliser sous des infiltrations.

Finalement, le processus d'injection a été le suivant : chaque forage était injecté en retraite par tranche de 3,00 m à l'abri d'un obturateur :

- D'abord au gel de silice jusqu'à une pression de 8 à 10 kg ou jusqu'à un volume de 1 m³ de gel si la pression n'est pas atteinte ;
- Puis immédiatement après, à l'aide d'un coulis de ciment dont la concentration est augmentée suivant l'absorption avec, éventuellement, addition de sable si l'absorption est forte, l'injection étant arrêtée lorsque la pression atteint 25 kg.

La méthode d'étanchement par gel de silice employée par l'Entreprise Solétanche est celle de l'injection par un même forage d'un mélange de silicate et d'un réactif gélifiant à action retardée.

Au cours de ses différentes réalisations, l'Entreprise Solétanche a constaté :

- Que la quantité de réactif gélifiant est toujours identique pour le même temps de prise ;
 - Que la résistance du gel dépend très peu du réactif coagulant et qu'elle est donnée uniquement par la quantité de silice au mètre cube.
- Les conséquences de ces constatations sont :
- Qu'il faut employer des gels à teneur en silicate d'autant plus élevée que l'on craint de plus fortes pressions d'eau derrière l'écran gélifié ;
 - Et qu'il est absolument inutile d'employer des réactifs gélifiants chers.

L'Entreprise Solétanche utilise donc une solution de silicate de soude à 35/37° Baumé et comme réactif une solution d'aluminate de soude qui donne par lui-même dans la gélification un gel d'alumine.

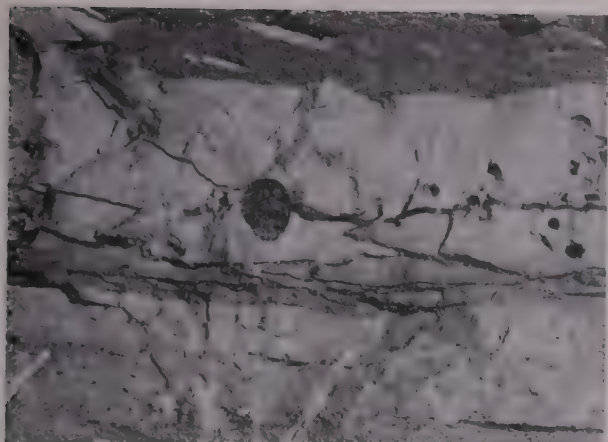
La proportion des composants, variable selon la température est telle que la coagulation se fait en trente minutes.

Jusqu'à présent pour 95 % de galerie exécutée, on a consommé en injection de ciment et de gel de



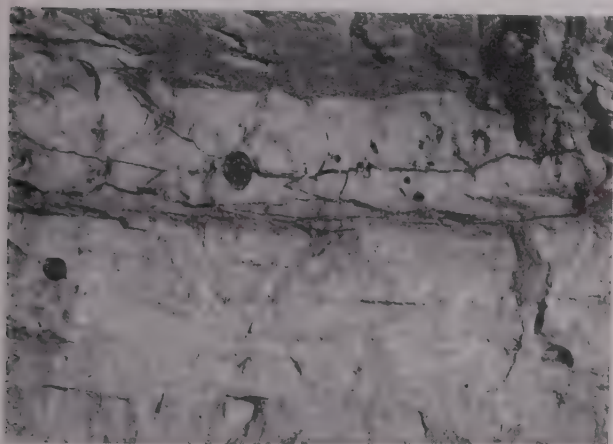
(Photo J.-C. Bollier, Vincennes, cliché Solétanche.)

FIG. 23.



(Photo H. Baranger, Paris.)

FIG. 24. — Petit bras-Lutèce. Front de taille Hm 0,87. Injection à partir de Hm 0,80.



(Photo H. Baranger, Paris.)

FIG. 25. — Galerie sous petit bras-Lutèce. Front de taille Hm 0,87. Injections exécutées à partir de Hm 0,80.



(Photo J.-C. Bottier, Vincennes, cliché Soléiuncue.)

FIG. 26. — Galerie Lutèce en cours de terrassements vers le Châtelet après traitement du sol. Les injections ont été faites depuis le front de taille au Hm 3,21.

silice, une quantité moyenne de 4,7 t par mètre de galerie.

L'étendue de la zone d'action des injections (fig. 23 à 26) est évidemment difficile à déterminer, toutefois, en exécutant les sondages de reconnaissance carottés, on a recoupé des fissures injectées de ciment jusqu'à 12 m au-delà de l'extrémité des forages de la phase d'injection précédente. Cela fait apparaître une zone d'action beaucoup plus importante qu'il ne serait strictement nécessaire mais la quantité injectée restant raisonnable en valeur absolue, on n'a pas cru devoir réduire la pression d'injection.

Le diagramme de la figure 27 donne les caractéristiques du traitement du sol dans le cas de la phase n° 7 entre les Hm 4,66 et 4,91. Il fait apparaître le débit des divers forages, ainsi que les quantités de gel de silice et de ciment injectées par mètre de forage, tandis que le tableau donne les quantités totales injectées dans la phase du traitement en question.

Le coût de l'ensemble du traitement du sol comprenant les forages et les injections, est sensiblement égal au prix des terrassements, c'est-à-dire double ce dernier alors que l'exécution à l'air comprimé l'eût triplé et aurait augmenté en outre le prix des maçonneries.

Une fois le traitement du terrain terminé, ce qui demande en général quinze journées à trois postes, on exécute l'excavation de la galerie à section entière sur ses 3,00 m de diamètre. Le plus souvent on a pu y procéder sans soutènement mais dans les traversées sous-fluviales et en quelques points où la résistance du toit était incertaine, on a mis en place un boisage plus ou moins important (fig. 28 et 29). On creuse ensuite une rigole centrale pour le drainage des quelques eaux résiduelles d'infiltrations.

La seule difficulté rencontrée dans l'exécution des terrassements a été la grande dureté de la roche, qui ne peut être attaquée qu'avec des marteaux pneumatiques ou des coins éclateurs, l'emploi de l'explosif ayant été interdit en raison non seulement du voisinage d'édifices historiques mais aussi parce qu'il compromettrait l'étanchement, comme on s'en est rendu compte sous le boulevard du Palais au cours d'essais avec des « tubes Cardox »⁽¹⁾ (gaz carbonique liquéfié) à action progressive relativement lente et bien qu'on ait limité à deux ou trois le nombre de tubes par volée.

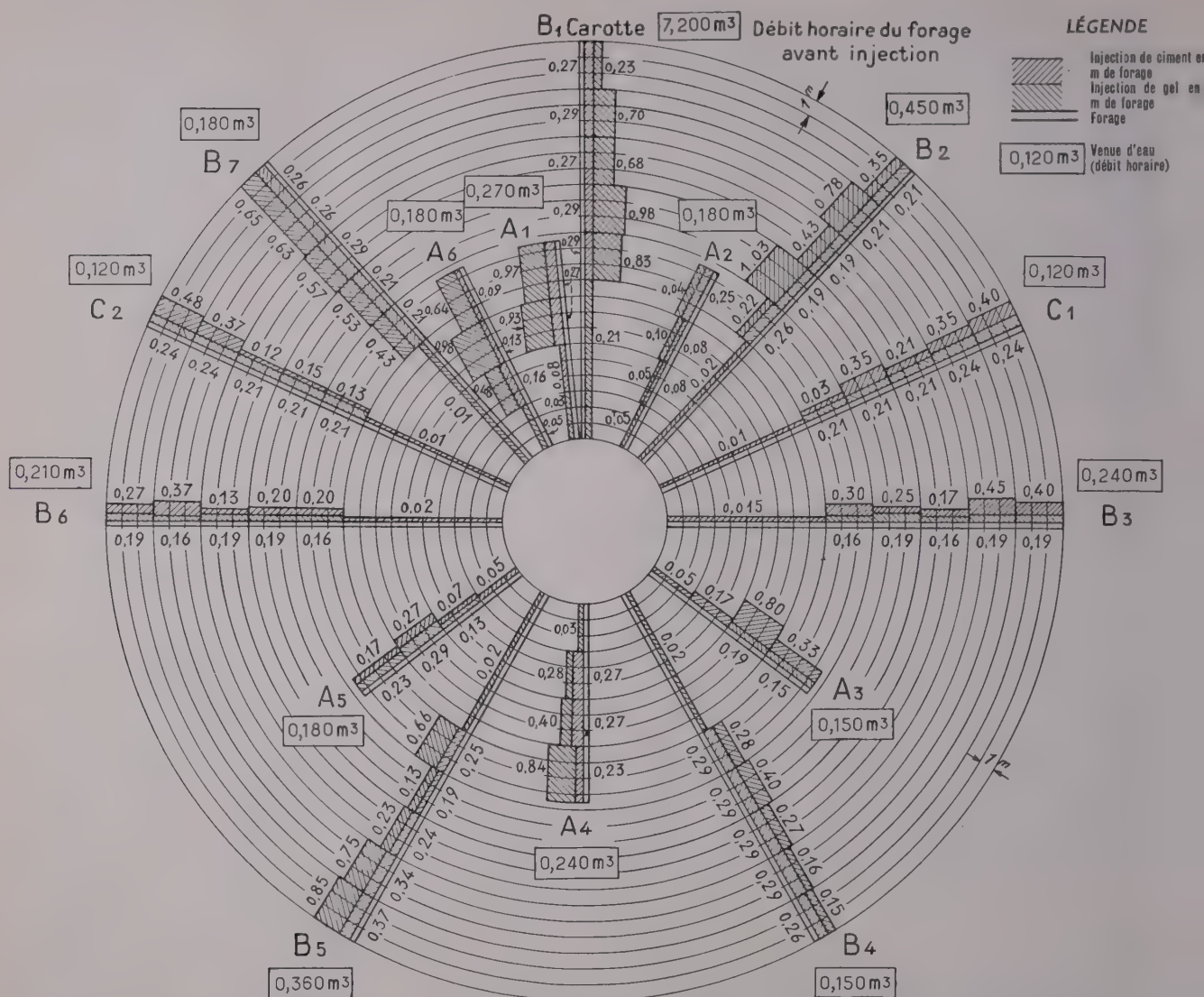
(1) Le procédé « Cardox » est un mode d'abatage de roches réalisé au moyen de la détente brusque, au fond d'un trou de forage, d'anhydride carbonique fortement comprimé. Ce n'est pas un explosif. Le tube « Cardox » est une cartouche essentiellement constituée par une enveloppe métallique composée de trois parties

- Un tube;
- Une tête de décharge ou ogive;
- Une tête d'allumage.

Les deux têtes sont raccordées par vissage aux extrémités du tube avec interposition d'un joint en cuivre.

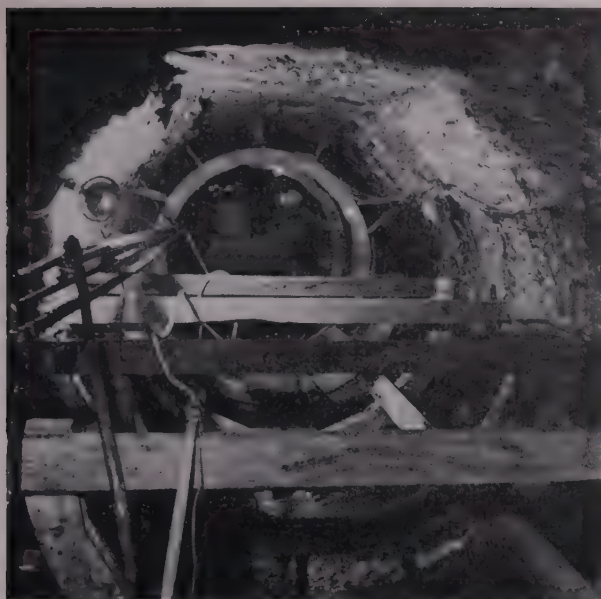
Le tube contient une composition chauffante ou « Cardox Safety Heater » placée du côté de la tête d'allumage et du gaz carbonique liquéfié.

La combustion de la composition chauffante, provoquée par la mise à feu d'une amorce électrique noyée dans la masse de cette composition, a pour effet de porter le gaz carbonique à une pression suffisante pour provoquer la rupture d'une membrane, qui permet au gaz à très haute pression de se répandre dans le trou de mine et d'agir sur le massif à abattre.



N°s des forages	Longueurs	Injections		N°s des forages	Longueurs	Injections	
		Gel	Ciment, sable, etc.			Gel	Ciment, sable, etc.
B ₁	25,00	4,240	12,450	B ₅	25,00	4,160	8,100
A ₁	12,50	2,000	6,100	B ₆	25,00	2,640	4,850
A ₂	12,50	2,400	5,100	B ₇	25,00	2,640	3,750
A ₃	12,50	2,080	1,760	C ₁	25,00	4,240	4,050
A ₄	12,50	1,120	4,200	C ₂	25,00	3,680	6,750
A ₅	12,50	1,360	0,780				
A ₆	12,50	1,200	7,150				
B ₂	25,00	3,200	8,715				
Totaux : Gel de silice : 41,680 m ³ . Ciment, argile, etc. : 81,980 t. Forages : 300 m dont 25 m carottés.							

FIG. 27. — Galerie P. T. T. Saint-Michel-Châtelet. — Puits Saint-Denis. — Forages et injections Galerie principale. — Phase n° 7. — Hm 4,91 à l'Hm 4,66. — Exécuté du 3-4-56 au 17-4-56.



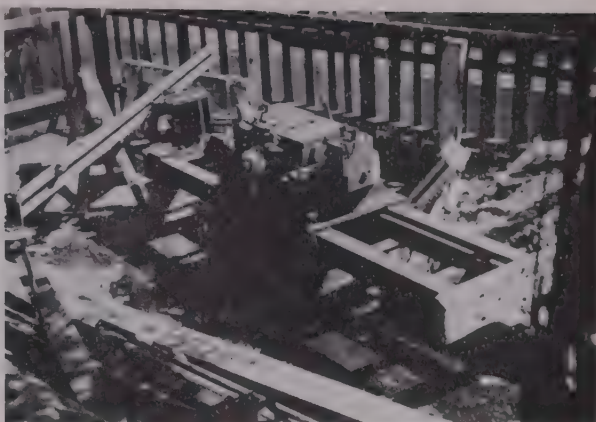
(Photo J.-C. Bollier, Vincennes.)

FIG. 28. — Boisage de la galerie.



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes.)

FIG. 29. — Boisage de la galerie.



(Cliché PTT.)

FIG. 30. — Sondeuse spéciale utilisée pour les forages de \varnothing 0,60.

La dureté exceptionnelle de cette roche a réduit très sensiblement la longueur d'avancement réalisée chaque jour et c'est ainsi qu'en moyenne l'excavation sur 20 m de galerie demandait environ vingt et une journées de travail à trois postes.

Afin de faciliter l'exécution des terrassements et surtout pour améliorer les conditions de travail extrêmement pénibles de la main-d'œuvre, l'Entreprise Heulin a utilisé entre le puits de la rue Saint-Denis et la rive droite de la Seine une sondeuse spéciale travaillant horizontalement et capable de réaliser des forages de 60 cm de diamètre sur des longueurs pouvant atteindre 15 m et plus.

La sondeuse (fig. 30) dont le poids total est de 1 000 kg est composée d'un châssis sur lequel coulisent deux moteurs ; un moteur de rotation de 18 ch et un moteur de translation de 4 ch, actionnés l'un et l'autre par l'air comprimé.

En tête de la machine se trouve un guide à trois rouleaux entre lesquels passe la barre de forage,



(Cliché PTT.)

FIG. 31. — Outil en forme de tête de sapin.



(Cliché PTT.)

FIG. 32. — Outil en forme de tête de sapin.

de manière à augmenter la rigidité et empêcher les vibrations pendant le forage.

Le réglage de la poussée se fait par l'admission d'air comprimé du moteur de translation et permet d'atteindre une poussée de 16 t.

Le moteur de rotation est équipé d'un changement de vitesse pour deux vitesses de rotation quarante et quatre-vingt tours par minute à pleine puissance.

La vitesse de travail peut être réglée d'une manière très progressive par l'admission plus ou moins grande d'air comprimé.

Les commandes des deux moteurs sont rassemblées sur un pupitre séparé de la machine, et dont la manipulation aisée donne une grande souplesse de fonctionnement.

Les barres de la foreuse ont 115 mm de diamètre et 1, 50 m de longueur. Elles sont creuses pour permettre le passage de l'eau d'injection servant à la lubrification et au refroidissement de l'outil de tête.

L'attaque horizontale directe de trous de 0,60 m de diamètre a nécessité l'étude d'un outil adapté à la nature du terrain.

Cet outil en forme de tête de sapin (fig. 31 et 32) est constitué de sept couronnes de diamètre progressif, comportant des couteaux à plaquettes rapportées de carbure de tungstène. Le nombre total des couteaux est de quarante se répartissant :

Deux sur la tête ;

Quatre sur la première couronne ;

Quatre sur la deuxième couronne ;

Six sur les cinq autres couronnes.

Chaque couronne est percée de plusieurs trous la reliant à l'axe creux de la tige de forage, par lesquels arrive l'eau sous pression nécessaire au refroidissement et à la lubrification des couteaux.

L'alimentation en eau est assurée par une pompe portant la pression de l'eau d'alimentation à 25 atmosphères.

Malgré la dureté de la roche, l'avancement des forages atteignait 12 cm par minute en attaque directe au diamètre de 60 cm.

Pour l'excavation de la section de la galerie on exécutait cinq forages parallèles à l'axe, dont deux au voisinage du toit (fig. 33) et trois situés au-dessus de la ligne des naissances, ce qui facilitait l'abatage ultérieur. Il n'a pas été reconnu utile d'effectuer le même travail sur le stross, celui-ci pouvant être attaqué au marteau pneumatique de haut en bas comme en carrière.

Un échafaudage métallique spécial, facilement démontable avec palan, supportait la foreuse, de telle manière qu'elle puisse être déplacée facilement dans ses deux plans de travail. Après exécution des forages, la machine était remontée au voisinage du toit par le palan, permettant ainsi le passage du wagonnet d'évacuation des déblais.

Le forage dans le terrain préalablement traité se faisait en deux passes de chacune 10 m, évitant ainsi les déviations trop importantes des forages et ne nécessitant qu'une certaine habileté du foreur.

L'usure des couteaux, qui étaient réaffûtés régulièrement, a été très faible, compte tenu de la nature du terrain, justifiant ainsi le type d'outillage employé.

L'utilisation de la foreuse à grand diamètre réalisait également la reconnaissance à l'avancement. Une venue exceptionnelle d'eau pouvait être ainsi décelée et toutes précautions avaient été prises pour obturer rapidement l'un quelconque des forages, mais cette protection n'a pas eu à jouer.



(Photo H. Baranger, Paris.)

FIG. 33. — Sondeuse en action. On voit sur le côté un trou de 0,60 déjà foré.

Lorsqu'une phase de terrassements était achevée, on réalisait simultanément le traitement du sol de la phase suivante et la maçonnerie du rouleau extérieur, ces deux chantiers, bien que d'un même côté de l'avancement, ne se gênant pas du fait que les installations pour le traitement du sol étaient en surface.

Dans les parties où subsistaient des infiltrations d'eau, après traitement du sol, on interposait entre la roche et la maçonnerie, pour éviter le délavage



(Photo J.-C. Bollier, Vincennes.)

FIG. 34. — Revêtement plastique.



(Cliché PTT.)

FIG. 35. — Galerie terminée.



(Cliché PTT.)

FIG. 36. — Les viroles préfabriquées serviront à construire l'escalier.

du mortier ou du béton, soit une feuille de tôle, soit une feuille de matière plastique vinylique (fig. 34). Ces feuilles de matière plastique sont d'une manipulation plus aisée que la tôle et épousent plus facilement les irrégularités du terrain.

Actuellement, la jonction entre les puits de la place Saint-Michel et de la rue de Lutèce avec passage sous le petit bras de la Seine, est réalisée y compris la maçonnerie du premier rouleau extérieur, (fig. 35) de l'autre côté il reste à exécuter en terrassements 50 m de galerie sous la Seine côté Cité sur les 150 m totaux de la traversée sous-fluviale.

On procédera ensuite aux injections de collage entre le premier rouleau et le terrain, puis à l'application de l'enduit intermédiaire de 0,03 et enfin à la réalisation du rouleau intérieur de 0,10 m en béton tassé mécaniquement. Il restera ensuite à équiper les puits de leur escalier hélicoïdal (fig. 36) et enfin à raccorder la partie supérieure des puits aux galeries téléphoniques existantes.

La construction de la galerie et des trois regards qui aura duré deux ans, sera achevée à la fin de cette année.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Je crois que votre attention soutenue et vos applaudissements montrent combien vous avez été intéressés par le remarquable exposé de M. Bardout qui, en termes très clairs, très précis et concis à la fois, vous a décrit comment on réalise cet ouvrage remarquable qui permet de traverser les deux bras de la Seine et qui va permettre la pose de câbles téléphoniques depuis la rive gauche jusqu'à la rive droite.

Je remercie vivement, en votre nom, M. Bardout et je pense qu'il est bon de remercier en même temps son personnel qui a contribué également à la réalisation de l'ouvrage, en particulier l'Ingénieur en chef Klerlain et l'Ingénieur divisionnaire M. Sallé.

Je n'aurai garde d'oublier les entreprises, dirigeants et ouvriers des trois entreprises Heulin, Montcocol et Solétanche, qui ont eu l'audace de réaliser cette opération nouvelle à Paris et qui va arriver à ses fins pour la fin de l'année, sans difficultés graves.

Enfin il me reste aussi à remercier le Ministère des P. T. T. et ses dirigeants qui ont bien voulu faire confiance aux Services de la Ville de Paris pour réaliser un tel ouvrage, qui constitue une œuvre nouvelle et particulièrement intéressante pour les enseignements qui pourront en être tirés.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

(Reproduction interdite.)

Neuvième Année

N° 106

OCTOBRE 1956

DOCUMENTATION
TECHNIQUE

98

RÉUNIE EN JUILLET 1956

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....				160 F	
Positifs sur papier : la page (port en sus):					
Format	9 × 12.....	70 F	Format	18 × 24.....	110 F
	13 × 18.....	90 F		21 × 27.....	150 F
Minimum de perception				250 F	

Ces prix sont susceptibles de variation.

*Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,
6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.*

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-98. Le problème du prix de revient des travaux de façade dans la construction des habitations (Zagadnienie ekonomicznosci robot elewacyjnych w budownictwie mieszkaniowym). GLISZCZYŃSKI (F.), SKOCZEK (W.): *Biul. Inst. Budowni. Mieszk.*, Pol. (juin 1955), n° 5, p. 1-4, 5 fig. — E. 37667. CDU 69.022.32/3 : 69.003.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C.I.D.B.), les analyses présentées dans la **Documentation Technique** comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Les analyses sont publiées dans la **Documentation Technique** dans l'ordre des rubriques de la classification, du système GORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

2-98. Leçons sur la résistance des matériaux. II. — DREYFUSS (Ed.); Edit. : Eyrolles, Fr. (1956), 1 vol., 544 p., 277 fig., 2 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 1894 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 42364. CDU 624.04 : 624.072 : 539.3 (03).

3-98. Résistance et élasticité des matériaux. IV — Solutions aux questions posées aux examens (de l'Université de Londres) (Strength and elasticity of materials. IV — Solutions to examination questions). BROOKS (W. H.); Edit. : MacDonald, G.-B. (1956), 1 vol., 464 p., 349 fig. — Voir analyse détaillée B. 1902 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41609. CDU 624.04 : 624.072 : 539.3 (03).

4-98. Influence des variations horaires de la température sur les déformations d'un grand barrage en béton (Sull'influenza delle variazioni orarie della temperatura sugli spostamenti di una grande diga in calcestruzzo). ROLLA (P. A.); *Acqua*, Ital. (jan.-fév. 1956), n° 1/2, p. 23-26, 7 fig., 1 réf. bibl. — Résultats d'une série de mesures effectuées à courts intervalles de temps. Ils montrent que le barrage est sensible aux variations de température dans le cours de la journée. — E. 41296. CDU 624.044 : 627.8 : 536.5.

5-98. Déformation élasto-plastique d'un récipient à parois épaisses soumis à une pression interne (Elasto-plastyczne odkształcenie kuli grubościennego poddanej działaniu ciśnienia wewnętrznego). URBANOWSKI (W.); *Archiv. Mech. Stosowanej*, Pol. (1955), vol. 7, n° 4, p. 519-532, 6 fig., 5 réf. bibl. (résumés russe et anglais). — E. 41868. CDU 624.044 : 621.642 : 539.5.

6-98. Contraintes et déformations dans un tube à parois minces de section lenticulaire soumis à la flexion (Stan naprężenia i odkształcenia sprężystego zginanej rury cienkościennego o przekroju soczewkowatym). OLESIAK (Z.); *Archiv. Mech. Stosowanej*, Pol. (1955), vol. 7, n° 4, p. 503-518, 8 fig., 13 réf. bibl. (résumés russe et anglais). — E. 41868. CDU 624.043 : 624.074.4/7.

7-98. Torsion, flexion et flambement latéral des poutres en I (Torsion, bending, and lateral buckling of I-beams). NYLANDER (H.); *Kungl. tek. Högskol. Handling.*, Suède (1956), n° 102 (Bull. n° 22 de Div. Build. Staticstruct. Engng). 140 p., 35 fig., 24 réf. bibl. — Application de la théorie de l'élasticité à l'étude d'une poutre soumise simultanément à des moments fléchissants et à des efforts de compression. Cas des poutres continues. Charges obliques excentrées. Poutres soumises à des déformations initiales et à des charges agissant dans le plan de symétrie. — E. 41772. CDU 624.043 : 624.075.3 : 691.714 (06).

8-98. Influence d'un boulon inséré dans un orifice d'une plaque infinie, soumise à des efforts normaux de traction et de compression, sur les contraintes dans la plaque (The influence of a bolt inserted in a hole of an infinite plate subjected to one-directional tension or compression on the stresses in the plate). SZELACOWSKI (F.); *Bull. Acad. pol. Sci.*, Pol. (1956), Cl. IV, vol. 4, n° 1, p. 9-20, 2 fig., 3 réf. bibl. — E. 42176. CDU 624.043 : 624.073 : 624.078.2.

9-98. Etude photoélastique du comportement d'un nœud encastré de grandes dimensions (Indagine fotoelastica sul comportamento di un grosso nodo incastro). CARPUTI (U.); G.

Genio civ., Ital. (mars 1956), n° 3, p. 160-166, 18 fig., 4 réf. bibl. — E. 42076.

CDU 69.001.5 : 624.078 : 624.043.

10-98. Sur la répartition des efforts dans les éléments de constructions statiquement indéterminées en béton ordinaire et en béton précontraint. GROZDEV (A. A.); *Minist. Constr., Inst. Centr. Rech. sci. Constr. industr.*, U. R. S. S. (1955), 29 p., 6 fig. — (en russe). — E. 41827. CDU 624.043 : 624.075 : 693.55/6.

11-98. Problèmes des oscillations propres dans les bâtiments à étages multiples. (Unele probleme ale vibratorii proprii la constructiile cu mai multe etaje). RAUTU (S.), IFRIM (M.); *Stud. Cerc. Mecan. apl.*, Roum. (juil.-déc. 1955), t. 6, n° 3-4, p. 457-472, 20 fig., 3 réf. bibl. (résumé français). — Influence des contraintes axiales sur la fréquence des oscillations propres des portiques à étages. Nécessité de tenir compte des contraintes axiales dans la détermination de la fréquence des oscillations dans le cas de bâtiments de plus de douze étages. — E. 42091. CDU 534 : 721.011.27.

12-98. Détermination des charges de rupture de charpentes à joints rigides avec membrures dans lesquelles les efforts axiaux sont importants (The determination of the collapse loads of rigidly jointed frameworks with members in which the axial forces are large). MURRAY (N. W.); *Proc. Instn civ. Engrs.*, G.-B. (avr. 1956), Part III : Engng Div., vol. 5, n° 4, p. 213-232, 20 fig., 14 réf. bibl. — Exposé d'une méthode permettant de déterminer les charges de rupture à l'aide d'essais effectués sur trois types différents de charpentes. — E. 41792. CDU 539.4 : 624.072.33 : 69.001.5.

13-98. Les relations entre contraintes et déformations dans l'essai de flexion de barres d'acier et dans le domaine élasto-plastique (Odnosi napona i deformacija kod savjanja celinih stapova u elastično-plastičnoj oblasti). KUZMANOVIC (B.); *Tehnika*, Yougosl. (1956), vol. 11, n° 5, p. NG 92-NG 97, 11 fig., 10 réf. bibl. (résumé anglais). — Présentation d'une méthode de calcul utilisant les résultats de l'essai de flexion pour une détermination plus précise du rapport entre contraintes et déformations pendant la flexion dans le domaine plastique. — E. 42143. CDU 624.043/4 : 624.072.2 : 539.5.

Cac n Procédés de calcul.

14-98. Application de la théorie de la membrane à l'étude des contraintes dans les voiles minces ayant la forme de surfaces avec deux paraboles directrices et un plan directeur (Studiul stării de eforturi în plăciile curbate subtrii în forma de suprafețe cu două parabole directoare și plan director, în teoria de membrană). SOARE (M.); *Stud. Cerc. Mecan. apl.*, Roum. (juil.-déc. 1955), t. 6, n° 3-4, p. 513-533, 4 fig., 9 réf. bibl. (résumé français). — Présentation d'un procédé de calcul des contraintes dues au poids propre, à la neige et à la pression du vent. — E. 42091. CDU 624.043 : 624.074.4.

15-98. La détermination précise de la flèche maximum d'une poutre Vierendeel à membrures parallèles d'après le « procédé schématisé de l'angle de rotation » (Die strenge Bestimmung der maximalen Durchbiegung eines parallel gurtigen Vierendeelträgers nach dem « schematisierten Drehwinkelverfahren »). WICKA (B.); *Bautechnik*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 131-133, 10 fig., 7 réf. bibl. — E. 41568. CDU 624.044 : 624.074.5.

16-98. Calcul à la rupture des barres comprimées (Limit design of compressed bars). BÖLCSKEI (E.); *Acta Tech.*, Hongr. (1956), t. 14, n° 3-4, p. 377-400, 9 fig., 1 fig. h.-t., 13 réf. bibl. (résumés russe, français, allemand). — Rappel des théories et recherches, étude du problème de la charge de rupture en considérant le cas de la barre soumise à une charge excentrée. — E. 42069. CDU 539.4 : 624.071.

17-98. Le problème des poteaux pour les portiques calculés d'après la charge de rupture (The stanchion problem in frame structures designed according to ultimate carrying capacity). HORNE (M. R.); *Proc. Instn civ. Engrs.*, G.-B. (avr. 1956), Part III : Engng Div., vol. 5, n° 1, p. 105-160, 34 fig., 1 fig. h.-t., 38 réf. bibl. — E. 41792. CDU 624.072.3 : 624.072.33 : 539.5.

18-98. Essai à rupture de murs de palplanches (Sheet-pile walls at failure). ROWE (P. W.); *Proc. Instn civ. Engrs.*, G.-B. (mai 1956), Part I : General, vol. 5, n° 3, p. 276-315, 33 fig., 8 fig. h.-t., 6 réf. bibl. — Description d'essais sur modèles, comparaison des résultats avec la méthode de calcul de Brinch Hansen et celle mise au point par l'auteur. — E. 42021. CDU 69.001.5 : 624.157.1.

19-98. L'équation limite de la flexion du béton armé à faible pourcentage d'armatures (L'equazione limite della flessione del c. a. nel campo debole). MAGINI (O.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1955), Publ. n° 43, 32 p., 9 fig., 1 réf. bibl. — Recherche d'une méthode de calcul du béton armé correspondant strictement au comportement expérimental des pièces fléchies; position théorique du problème de la flexion sous une forme tout à fait générale, tenant compte de tous les éléments dont dépend ce comportement dans les diverses phases caractéristiques. Equation limite obtenue pour le cas d'une armature relativement faible et pourcentage d'armature qui délimite ce domaine. Cette équation limite constitue la base naturelle pour la méthode de calcul recherchée. — E. 41086. CDU 624.04 : 693.55 : 69.001.5.

20-98. Considérations sur les charges dynamiques et notamment sur les charges instantanées. I-II (fin) (O dinamicim opterecenjima sa posebnim osvrtnom na trenutna opterecenja). PUKL (S.); *Nase Gradeninarstvo*, Yougosl. (mars 1956), n° 3, p. 359-363 (NG 51-NG 55); (avr. 1956), vol. 10, n° 4, p. 505-509, 2 fig., 4 réf. bibl. (résumé anglais). — Problème du calcul des ouvrages soumis à des charges dynamiques. — E. 41504, 41505. CDU 624.042.

21-98. Sur le calcul de systèmes indépendants dans le cadre de la statique spatiale (Sul calcolo delle ossature indipendenti nell'ambito della statica spaziale). MATILDI (P.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1955), Publ. n° 41, 39 p., 46 fig., 9 réf. bibl. — Méthode de détermination des sollicitations transversales des portiques de l'ossature, indépendamment de la solidarisation poteaux-poutres-planchers, en ramenant le problème au calcul des portiques plans. Le calcul est précisé ensuite en tenant compte de la torsion des poutres principales, due à la liaison avec les planchers, ce qui introduit un terme correctif dans l'expression de la rigidité de l'ensemble poteaux-planchers, sans modification de la méthode de calcul. Exemples numériques. — E. 41084. CDU 624.04 : 624.072.33.

22-98. Calcul de poutres de section variable (The design of non-prismatic beams). CHRONOWICZ (A.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B.

(mai 1956), vol 51, n° 5, p. 359-364, 6 fig. — E. 42025. CDU 624.04 : 627.072.2.

23-98. Choix de problèmes de la théorie des poutres droites (Wybrane zagadnienia s teorii belek prostych). MANDES (J.); *Prace Inst. Tech. Budowl.*, Pol. (1953), n° 162, Série D, n° 21, p. 1-27, 49 fig. — Étude mathématique détaillée des questions suivantes : moments aux appuis des poutres statiquement indéterminées; influence du frottement aux appuis sur les déformations et les contraintes; intégration exacte de l'équation de l'axe de la poutre déformée; déplacements dépendant des déformations unitaires. — E. 29028. CDU 624.04 : 624.072.2.

24-98. Calcul des portiques par les méthodes des surfaces des moments (Portal frame analysis by moment area methods). HORRIDGE (J. F.); *Struct. Engr.*, G.-B. (mai 1956), vol. 34, n° 5, p. 173-178, 9 fig., 1 réf. bibl. — Discussion de l'article publié dans : *Struct. Engr.*, août 1954, vol. 32, n° 8, p. 215-222; voir notre analyse dans notre Documentation Technique 81 de jan. 1955, article n° 181. — E. 41765. CDU 624.04 : 624.072.33.

25-98. Procédés de calcul des portiques avec et sans translation (portiques à étages) (Verfahren zur Berechnung und verschieblicher und verschieblicher Rahmensysteme, Stockwerkrahmen). HOLM (A.); *Bautechnik*, All. (mai 1956), n° 5, p. 170-173, 12 fig. — E. 42062. CDU 624.04 : 624.072.33.

26-98. Calcul des portiques d'après Kani dans le cas de traverses interrompues (Rahmenberechnung nach Kani bei unterbrochenen Riegeln). WERNICK (H.); *Beton Stahlbetonbau*, All. (mai 1956), n° 5, p. 112-114, 12 fig., 2 réf. bibl. — E. 42039. CDU 624.04 : 624.072.33.

27-98. Calcul des portiques à deux versants (Design of twin gable frames). RAO (B. S. S.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 avr. 1956), vol. 30, n° 4, p. 113-119, 128, 20 fig. — E. 42115. CDU 624.04 : 624.072.33.

28-98. Sur le calcul de la dalle rectangulaire encastrée sur son pourtour et uniformément chargée (Sul calcolo della lastra rettangolare incastrata al contorno e uniformemente caricata). MATILDI (P.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1954), Publ. n° 38, 19 p., 20 fig., 6 réf. bibl. — Cas particulier du problème général traité par l'auteur dans une communication précédente à l'Académie des Sciences de Turin. Comportement de la dalle dans le cas d'une charge uniformément répartie. — E. 41081. CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.

29-98. Une solution de la dalle rectangulaire encastrée (Una soluzione della lastra rettangolare incastrata). MATILDI (P.); *Tipografia Vincenzo Bona*, Ital. (1955), 20 p., 5 fig., 10 réf. bibl. (Extrait des : Comptes rendus de l'Acad. Sci. Turin, Ital., 1954-1955, vol. 89). — Calcul de la dalle rectangulaire encastrée sur son pourtour et supportant une charge répartie d'une façon quelconque. — E. 41091. CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.

30-98. Influence de la rigidité à la flexion et à la torsion des poutres de bordure sur les conditions de liaison des dalles (Influenza della rigidità flessionale e torsionale delle travi di bordo sulle condizioni di vincolo delle lastre). MATILDI (P.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1954), Publ. n° 39, 28 p., 36 fig., 7 réf. bibl. — Résolution du problème de la dalle rectangulaire reposant librement sur deux côtés opposés et solidaire sur les deux autres côtés de poutres rigides à la flexion et à la torsion. Influence de la déformation des poutres. — E. 41082. CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.

31-98. Calcul des plaques orthotropes rectangulaires avec bords libres (Ortotropowe płyty prostokątne o brzegach swobodnych). KACZKOWSKI (Z.); *Archiv. Mech. Stosowane*, Pol. (1955), vol. 7, n° 4, p. 457-482, 6 fig., 2 réf. bibl. (résumés russe et anglais). — Emploi de la méthode de W. Novacki pour déterminer la fréquence des vibrations et les charges critiques normales dans le cas d'une plaque rectangulaire avec bords libres (les supports étant disposés aux angles). — E. 41868. CDU 624.04 : 624.073 : 624.078.5.

32-98. Contribution au calcul de l'anneau circulaire reposant sur une fondation élastique (Beitrag zur Berechnung des Kreisrings auf elastischer Unterlage). ORAVAS (G.); *Bauingenieur*, All. (mai 1956), n° 5, p. 177-180, 5 fig., 5 réf. bibl. — E. 41933. CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.15 : 539.3.

33-98. Calcul par les méthodes expérimentales et mathématiques des barrages-voûtes et plus spécialement du barrage de Dokan (Iraq) (The experimental and mathematical analysis of arch dams, with special reference to Dokan). GARRS ALLEN (D. N. de); CHITTY (L.); PIPPAARD (A. J. S.); SEVERN (R. T.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (mai 1956), Part I : General, vol. 5, n° 3, p. 198-258, 48 fig., 35 fig. h.-t., 27 réf. bibl. — Exposé des études entreprises pour la construction du barrage en béton de Dokan, actuellement en cours de réalisation. Essais sur modèles réduits. Méthodes de calcul utilisées. Discussion. — E. 42021. CDU 627.8 : 69.001.5 : 624.04.

34-98. Sur la détermination des vibrations propres des constructions (Asupra determinării vibrațiilor proprii ale construcțiilor). MISICU (M.); *Stud. Cerc. Mecan. apl.*, Roum. (juil.-déc. 1955), t. 6, n° 3-4, p. 447-455, 3 fig., 11 réf. bibl. (résumé français). — Présentation d'une méthode de calcul des fréquences propres de divers systèmes à nombreux degrés de liberté. Avantages de cette méthode. — E. 42091. CDU 534 : 624.9.

35-98. Calcul des semelles de poteaux et des radiers. Méthode graphique (Design of column foundations and rigid rafts. A graphical method). WHITE (J. W.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (mai 1956), vol 51, n° 5, p. 373-383, 13 fig. — E. 42025. CDU 624.04 : 624.153.

36-98. Nomogramme pour le dimensionnement de la section la plus économique des poutres en béton précontraint (A design chart for the economic section for prestressed concrete beams). ROBERTSON (R. G.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (avr. 1956), Part III : Engng Div., vol. 5, n° 1, p. 184-195, 3 fig., 5 réf. bibl. — E. 41792. CDU 624.072.2 : 693.56.

37-98. Les lignes d'influence des contraintes dues à des distorsions (Le linee d'influenza delle sollecitazioni provocate da distorsioni). BELLUZZI (O.); *G. Genio civ.*, Ital. (mars 1956), n° 3, p. 140-143, 3 fig. — Présentation d'une méthode simple de calcul des lignes d'influence des réactions des liaisons et des sollicitations dans une section quelconque d'une poutre hyperstatique encastrée à ses deux extrémités. — E. 42076. CDU 624.043 : 624.075.3.

38-98. Conception et calcul de couvertures en sheds ou voiles minces de béton de 2×40 m de portée (Ontwerp en berekening van shedschaaldaken in voorgespannen beton voor 2×40 m overspanning). HAAS (A. M.); *Ingenieur, Pays-Bas* (13 avr. 1956), n° 15, p. Bt. 35-Bt. 44, 23 fig., 5 réf. bibl. — Compte rendu d'essais sur modèles pour calculer le flambement de ces voiles, détermination du coefficient de sécurité du bâtiment réel. — E. 42201. CDU 69.024.25 : 624.074.4.

Caf Essais et mesures.

39-98. L'essai et le contrôle des matériaux (The testing and inspection of engineering materials). DAVIS (H. E.), EARL TROXELL (G.), WISKOCIL (C. T.); Edit. McGraw-Hill Publish. Cy, G.-B. (1955), 2^e éditn, 1 vol., xv + 431 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1900 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41535. CDU 690.1 (03).

40-98. Détermination des contraintes dans un barrage-voûte à l'aide d'un modèle en caoutchouc (The determination of the stresses in an arch dam from a rubber model). CHITTY (L.); PIPPAARD (A. J. S.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (mai 1956), Part I : General, vol. 5, n° 3, p. 259-275, 13 fig., 5 réf. bibl. — Exposé de méthodes expérimentales permettant de déterminer la valeur des contraintes les plus importantes dans l'ouvrage. — E. 42021. CDU 624.043 : 627.8 : 69.001.5.

41-98. Essais sur modèles photoélastiques d'éléments en béton précontraint, notamment pour des poutres précontraintes sans ancrage terminal (Untersuchungen an photoelastischen Spannbeton-Modellen, insbesondere für Balken mit sofortigem kontinuierlichen Verbund. (Spannbeton-Balken). RACKÉ (H. H.); *Schweiz. Archiv. Suisse* (mai 1956), n° 5, p. 150-163, 11 fig., 14 réf. bibl. — Caractéristiques des poutres précontraintes sans ancrage terminal, conditions de similitude exigées, recherche des matériaux convenant le mieux pour des modèles. — E. 42266. CDU 620.17 : 624.012.46.

42-98. Emploi de coins en béton armé lors d'un essai de cisaillement entrepris sur le chantier de construction d'un barrage. I. II. (fin) (Anwendung von Stahlbetonkeilen bei einem Gleitversuch auf der Baustelle einer Talsperre). WÜNSCH (J.); *Bauplan. Bautech.*, All. (mai 1956), n° 5, p. 181-189, 17 fig.; (juin 1956), n° 6, p. 234-243, 13 fig. — Essais effectués pour déterminer la résistance au cisaillement de la roche, détermination du module d'élasticité du massif rocheux, comportement de coins blindés en béton armé utilisés pour exercer des efforts artificiels de compression de 1 000 à 10 000 t. — E. 41782, 42480. CDU 620.17 : 691.21 : 627.8.

43-98. Essais de poteaux soumis à une charge excentrée (Tests of eccentrically loaded columns). CHIPMAN (R. D.); *University of California, Department of Engineering*, Los Angeles, U. S. A. (juil. 1954), Rep. 54-58, v + 28 p., 15 fig., 5 réf. bibl. — Essais de charge en bout et de flexion exécutés sur 183 échantillons de dix sections différentes et de six métaux différents. Description du matériel et des méthodes d'essai. Interprétation graphique des résultats. — E. 41819. CDU 620.17 : 624.072.3.

44-98. A propos d'un appareillage pour les mesures extensométriques dans le domaine dynamique (A proposito di un'apparecchiatura per misure estensimetriche in campo dinamico). SANPAOLESI (L.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1955), Publ. n° 42, 17 p., 13 fig., 8 réf. bibl. — Caractéristiques et possibilités d'emploi d'un oscillographe magnétique à quatorze équipages existant à l'Institut de Science des Constructions de l'Université de Pise. — E. 41085. CDU 620.1.05 : 624.043 : 538.

Co MÉCANIQUE DES FLUIDES

45-98. Relations entre le débit solide et les caractéristiques hydrauliques des cours d'eau (Jellegzetes összefüggések a görgetett hordalék szállítás és a vízfyolyások hidraulikai jellemzői között). BOGARDI (J.); *Hidrol. Közlöny*, Hongr. (avr. 1956), n° 2, p. 108-112, 2 fig., (résumés russe, allemand). — E. 42158. CDU 532 : 627.1 : 691.

46-98. Manuel des mesures hydrauliques (Water measurement manual), U. S. Departm. Inter., Bur. Reclamat., U. S. A. (mai 1953), 1 vol., xiii + 271 p., 147 fig. — Voir analyse détaillée B. 1896 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41728.

CDU 532.5 : 626 (02).

47-98. Expériences réalisées sur des modèles hydrauliques du port de Lyttelton (N. Zél.) (Experiments with hydraulic models of port Lyttelton). RUSSEL (R. C. H.); *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, G.-B. (avr. 1956), Part III : Engng Div., vol. 5, n° 1, p. 1-39, 22 fig., 3 fig. h.-t., 10 réf. bibl. — Etudes préliminaires à la construction d'un nouveau port pour déterminer le comportement des brise-lames. — E. 41792.

CDU 69.001.5 : 627.2.

48-98. Remarques sur le remous dû aux piles de pont (Eine Bemerkung zum Brücken- bzw. Pfeilerstau). KOZENY (J.); *Oesterr. Bauz.*, Autr. (fév. 1954), n° 2, p. 21-22, 3 fig. — Etude de l'écoulement dans un profil de rivière rétréci par des piles de section circulaire. Calcul de la répartition des vitesses dans la section rétrécie. — E. 42212. Trad. E. D. F. n° 386, 5 p., 2 fig.

CDU 532.5 : 627.15 : 624.16.

CI GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

49-98. Recherches théoriques et expérimentales sur la résistance des sols au cisaillement (Theoretical and experimental investigations on the shear strength of soils). BJERRUM (L.); *Norges Geotech. Inst.*, Norvège (1954), Publ. n° 5, 113 p., 54 fig. (résumé allemand). — Description et interprétation d'essais exécutés au Laboratoire de l'École Polytechnique Fédérale de Zurich. — Introduction. — Résistance du sol au cisaillement. Propriétés de déformation et pressions d'eau interstitielle. Essais de cisaillement et appareillage. Détermination expérimentale de l'angle vrai de frottement interne des sols cohérents. Résultats de quelques essais de cisaillement; interprétation de ces résultats. — Importante bibliographie. — E. 41814.

CDU 624.131.4/5 : 621.96 (06).

50-98. Etude des sols au moyen de l'appareil triaxial avec réglage automatique de la pression (Untersuchung von Erdstoffen im Seitendruckgerät mit automatischer Druckregelung). STEIN (G.); *Bauplan. Bautech.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 154-158, 14 fig., 9 réf. bibl. — E. 41481.

CDU 624.131.4 : 620.1.05.

51-98. Force portante des pieux dans le sable, II. (fin). (Baereevne av peler i sand). EIDE (O.); *Tek. Ukeblad*, Norvège, (19 avr. 1956), n° 16, p. 357-364, 10 fig., 12 réf. bibl.; (I : parue dans notre D. T. 97 de sep. 1956, article n° 96). — En vue de déterminer la longueur requise pour des pieux foncés dans du sable, l'Institut Géotechnique Norvégien a effectué des essais de pénétration avec des tiges d'acier de 32 mm de diamètre sous un marteau de 75 kg. Il a également exécuté des essais de chargement et de traction à différentes profondeurs, et effectué des mesures de résistance à l'aide d'extensomètres électriques. — Il en a déduit une formule donnant une estimation précise de la force portante des pieux dans le sable. — E. 41638.

CDU 624.131.38 : 624.154 : 691.223.

Cu SCIENCES PHYSIQUE OU CHIMIQUE

52-98. Techniques de l'ingénieur. Electrotechnique. Techniques de l'ingénieur, Fr. (15 avr. 1956), *Mise au courant* n° 4; 45 p., fig. — Voir analyse détaillée B. 1893 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41828.

CDU 621.3 (03).

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Dab j Matériaux métalliques.

53-98. Propriétés de l'aluminium et de ses alliages (The properties of aluminium and its alloys). The Alumin. Developm. Assoc., G.-B. (déc. 1955), 1 vol., *The A. D. A. Inform. Bull.*, n° 2, 204 p., 46 fig. — Voir analyse détaillée B. 1904 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41820.

CDU 691.771 (03).

Dab lam Asphaltes et bitumes.

54-98. Viscosité cinématique. Tables de conversion. *Institut belge de Normalisation*, 29, avenue de la Brabançonne, Bruxelles, Belgique (20 fév. 1956). Complément au projet de normes belges NBN 52.012 et 52.016, 4 p. en français, 4 p. en flamand. — Tables donnant les relations pour la conversion des viscosités cinématiques en unités de viscosité empiriques d'un usage courant. Application aux produits légers (huiles de graissage), aux produits lourds (fuel oil résiduels, cutback à base de bitume, produits routiers, bitumes et goudrons). — E. 41721.

CDU 662.75 : 532 : 389.6.

55-98. Emulsions de bitume utilisées comme produits protecteurs et isolants dans le bâtiment (Emulsje bitumiczne jako srodki ochronne i izolacyjne w budownictwie). NIESPODZIEWANSKI (Z.); *Prace Inst. Tech. Budowl.*, Pol. (1953), n° 175/174, Série C. n° 56, p. 30-35, 2 fig., 16 réf. bibl. — Brève esquisse de différents types d'emulsions de bitume, caractéristiques principales et emploi. — E. 29034.

CDU 691.163.

56-98. Constitution et caractérisation des asphaltes de revêtements routiers (Constitution and characterization of paving asphalts). HAVENS (J. H.), DANIELS (W. F.); *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.*, (publ. 405), U. S. A. (1956), *Highw. Res. Board*, Bull. 118, p. 13-26, 13 fig., 24 réf. bibl. — Nécessité de créer des méthodes d'essais faisant ressortir

directement les propriétés fondamentales de l'asphalte et permettant une interprétation rationnelle du rôle de ces propriétés dans les mélanges de revêtements. — E. 41751.

CDU 620.16 : 691.16 : 625.75.

Dab le Liants. Chaux. Plâtre.

Ciments.

57-98. Utilisation des ciments à base de laitier granulé et laitier concassé dans les revêtements routiers et pistes d'envol en Belgique. I. II. (fin). BLONDIAU (L.); *Rev. Matér. Constr.*, Ed. « C », Fr. (avr. 1956), n° 487, p. 83-94, 27 fig., 1 réf. bibl.; (mai 1956), n° 488, p. 109-126, 29 fig. — E. 42110, 42531.

CDU 666.94 : 625.94.

58-98. Etudes complémentaires sur le ressuage de la pâte de ciment Portland (Further studies of the bleeding of Portland cement paste). STEINOUR (H. H.); *Bull. Res. Labor. Portland Cement Assoc.*, U. S. A. (déc. 1945), n° 4, ix + 88 p., 19 fig., 15 fig. h.-t., 16 réf. bibl. — Exposé des résultats des recherches effectuées aux Laboratoires de la Portland Cement Association. Relations entre le ressuage et la teneur en eau de la pâte, influence de la finesse du ciment et de la durée du ressuage. Présentation d'une méthode pour l'exécution de l'essai de ressuage. Le rapport traite seulement du ressuage des pâtes et non des mortiers ou bétons. — E. 41960.

CDU 666.94.

Dab lem r Briques. Tuiles.

Poteries.

59-98. Théorie et technologie de fabrication des carreaux « Kervit » pour revêtements extérieurs (Theorie und Technologie der Kervitplattenherstellung). KORACH (M.); *Acta Tech.*, Hongr. (1956), t. 14, nos 3-4, p. 439-462, 12 fig., 3 fig. h.-t., 1 réf. bibl. (résumés russe, anglais, français). — E. 42069.

CDU 691.434.2.

Dab len Verres.

60-98. Le verre dans la construction (Szklo w budownictwie). PROCHASKA (W.), POLUJAN (R.); *Prace Inst. Tech. Budowl.*, Pol. (1956), n° 163, Série C. n° 53, 42 p., 38 fig., 19 réf. bibl. — Verre et architecture moderne. Bâtiments industriels et habitations. Données chimiques et physiques sur le verre de production polonaise. Exécution des surfaces vitrées en verre plat, pavés de verre, normes. — Couvertures en béton translucide. Verre-mousse et laine de verre, éléments d'isolation thermique. — E. 29029.

CDU 691.6.

Dab n Matériaux spéciaux.

Isolants. Réfractaires.

61-98. Matériaux isolants imperméables employés à froid (Masy izolacyjne wodoszczelne stosowane na zimno). STANKIEWICZ (H.); *Prace Inst. Tech. Budowl.*, Pol. (1953), n° 175-174, Série C. n° 57, p. 1-29, 6 fig., 28 réf. bibl. — Problème de l'isolation. Matériaux à séchage lent ou rapide. Difficultés d'emploi. Produits de base provenant de la distillation du pétrole ou de la houille. Fillers. Recueil de formules employées. Recherches sur les milieux dispersants. Milieux purement huileux et résino-huileux. Symboles et normes pour les cahiers de charges. — E. 29034.

CDU 699.8 : 691.

Dac PEINTURES. PIGMENTS.

VERNIS. PRODUITS ANNEXES

62-98. Progrès techniques dans le domaine des peintures (1955-1956). RABATÉ (J. L.); *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (5 mai 1956), n° 18 (Foire de Paris), p. 57, 59. — E. 41831.

CDU 667.6.

63-98. Les essais de vieillissement naturel des peintures. VOITURIEZ (M.); *Bâtim.*, Fr. (mai 1956), n° 58, p. 18-23, 6 fig., 4 réf. bibl. —

bibl. — Dimension, nature et préparation des panneaux d'exposition, altération des peintures, interprétation des résultats. — E. 42077. CDU 620.16 : 667.6.

64-98. **Manuel d'initiation à l'étude de la science des couleurs.** BRAUN (Fr.), Editt ELPI, 16, rue Lambert Crickx, Bruxelles, Belg. (1956), 1 broch. (21 × 27,5 cm), 59 p., 81 fig., 1 pl. h.-t. — Identification de la couleur, caractéristiques physiques. Mélanges et analyse des couleurs. Ecarts colorimétriques. Appareils de mesure. La brillance et sa mesure. La loi de Beer-Lambert. Courbes métamériques. Applications pratiques des principes de colorimétrie. — Recueil des formules et tables de colorimétrie à l'usage des laboratoires industriels. BRAUN (Fr.), Editt ELPI, Belg. (1956), 1 broch. (21 × 27,5 cm), 60 p. — Formules usuelles et tables permettant d'appliquer de façon simple et rapide les théories de la colorimétrie exposées dans le « Manuel d'initiation à l'étude de la science des couleurs ». — E. 42213, 42214. CDU 535.6.

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf j Essais et mesures.

65-98. **Influence des conditions d'exposition sur l'essai accéléré de durabilité de l'asphalte** (Influence of exposure conditions on the accelerated durability testing of asphalt). KLEINSCHMIDT (L. R.), GREENFELD (S. H.); A. S. T. M. Bull., U. S. A. (avr. 1956), n° 213, p. 69-73, 7 fig., 13 réf. bibl. — E. 42046. CDU 620.16 : 691.16.

66-98. **Essais non destructifs des matériaux. I - Bases théoriques et procédés de mesure** (Niet-destructief onderzoek van beton. I — Theoretische grondslagen en meetmethoden). *Commissie voor Uitvoering van Research Ingesteld door de Betonvereniging*, (C. U. R.), Pays-Bas, Rapp. n° 5, 47 p., 27 fig., 27 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand). — Exposé de la théorie de la propagation des vibrations dans les matériaux solides. — Description des appareils utilisés pour l'auscultation dynamique du béton à l'aide d'ondes sonores. — E. 41432. CDU 620.1.05 : 534 (06).

67-98. **Mesures géodésiques effectuées pour l'étude des déformations du grand barrage-voûte de Santa Giustina de la Società Edison (Ital.)** (Le misure geodetiche istituite per lo studio delle deformazioni della grande diga ad arco di Santa Giustina della Società Edison). MARAZIO (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (mars 1956), n° 3, p. 233-258, 40 fig., 15 réf. bibl. — Description des méthodes et des appareils de mesure utilisés. — E. 41923. CDU 627.8 : 624.044 : 526.

Daf l Corrosion.

68-98. **Action des micro-organismes sur certaines parties de revêtements en asphalte de pétrole** (Action of microorganisms on petroleum-asphalt fractions). BURGESS (S. J.); *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.*, (publ. 405), U. S. A. (1956), *Highw. Res. Board*, Bull. 118, p. 27-48, 21 fig. — Comptes rendus d'essais montrant que les produits pétroliers sont susceptibles d'être attaqués par des cultures microbiennes tirées de la terre arable. Conclusions pratiques. — E. 41751. CDU 620.193 : 625.85.

69-98. **Effet du traitement au chlore sur l'oxydabilité des asphaltes de route** (Effects of chlorination on oxidizability of road asphalts). SANDERSON (F. C.); *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.*, (publ. 405), U. S. A. (1956) *Highw. Res. Board*, Bull. 118, p. 1-12, 4 fig., 15 réf. bibl. — Le traitement des échantillons d'asphalte par une faible quantité de chlore (0,1 à 0,35 % du poids de l'asphalte) provoque

un accroissement sensible de la résistance au durcissement. Au-dessus de cette concentration, les résultats peuvent être défavorables. Le traitement au chlore ne favorise pas le décollement de l'asphalte et des agrégats. — E. 41751. CDU 691.16 : 54.

70-98. **Protection contre la corrosion des conduites forcées** (Protezione delle condotte forzate contro la corrosione). BONOMO (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (avr. 1956), n° 4, p. 438-445, 8 fig. — Exposé d'expériences et d'observations faites au cours de plusieurs années; recommandations pratiques pour l'application des revêtements protecteurs. — E. 42154. CDU 620.197 : 628.14 : 624.043.

Daf m Stabilité des constructions.

71-98. **Normes pour les charges, la mise en service et la surveillance des constructions. Société suisse des Ingénieurs et des Architectes (S. I. A.)**, Generalsekretariat, Beethovenstrasse 1, Zurich 2, Suisse (1956), Normes techniques n° 160, 40 p., 19 fig., 2 pl. h.-t. — Texte des règles applicables en Suisse. Charges prescrites pour les calculs. Charges permanentes. Surcharges pour ponts-raîls, ponts-routes, passerelles et débarcadères. Actions dynamiques. Action de la neige et du vent. Efforts de frottement des appareils d'appui. Variations de température. Poids propre. Surcharge des bâtiments. Sécurité au renversement. Mise en service, inspections périodiques. En annexe: coefficients pour la détermination des actions du vent. — E. 42217. CDU 624.04 : 389.6 (494).

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage.

72-98. **Compactage des remblais et rendement du matériel.** LEWIS (W. A.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (avr. 1956), n° 291, p. 93-96, 99-101, 5 fig., 4 réf. bibl. — Compte rendu des expériences faites par le Road Research Laboratory de Grande-Bretagne sur le matériel de compactage des remblais routiers. Choix de la teneur en eau, degré de compactage à réaliser, rendement du matériel de compactage. — E. 41567. CDU 624.138 : 624.135 : 69.001.5.

73-98. **Une solution au problème des fondations en terrain humide** (Solution to wet-foundation problem). *Engng. News Rec.*, U. S. A. (12 avr. 1956), vol. 156, n° 15, p. 39-40, 42, 5 fig. — Pour la construction d'immeubles d'habitation de quatorze étages à Brooklyn il fallait abaisser le niveau de la nappe aquifère. Cette mesure étant susceptible d'entraîner un affaissement excessif des constructions voisines, des dispositions ont été prises pour maintenir le niveau normal de la nappe souterraine jusqu'à une distance de 33,5 de la fouille. Description des procédés utilisés. — E. 41677. CDU 624.15 : 624.131.6 : 728.2.011.27.

74-98. **La dérivation de la rivière Annalong dans la retenue de Silent Valley (Irlande)** (The diversion of the Annalong river into the Silent Valley reservoir). COLEBROOK (C. F.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (avr. 1956), Part III : *Engng. Div.*, vol. 5, n° 1, p. 161-183, 7 fig., 9 fig. h.-t., 4 réf. bibl. — Description des aménagements (prises d'eau et galerie de dérivation) pour accroître l'approvisionnement en eau de la ville de Belfast. — Discussion. — E. 41792. CDU 627.15 : 628.1 : 627.8.

Deb je Terrassements.

75-98. **Communications présentées à la Conférence européenne sur la stabilité des talus en terre** (The proceedings of the European

Conference on the Stability of Earth Slopes). *Géotechnique*, G.-B. (mars 1955), vol. 5, n° 1, 128 p., 67 fig., nombr. réf. bibl., 1 fig. h.-t. (juin 1955), 98 p., 63 fig., nombr. réf. bibl. — Texte des exposés suivis de discussions présentés à la Conférence qui s'est tenue à Stockholm du 20 au 25 septembre 1954. — A. W. BISHOP : Emploi du cercle de glissement dans le calcul de la stabilité des talus. — W. KJELLMANN : Les surfaces de glissement existent-elles? — B. JAKOBSON : Isotropie des angles. — A. CAQUOT : Méthode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif par glissement cylindrique (en français). — J. FRON-TARD : Lignes de glissement et hauteur dangereuse d'un massif de terre limité par un talus plan (en français). — O. K. FRÖHLICH : Théorie générale de la stabilité des talus. — H. Q. GOLDER, D. J. PALMER : Enquête sur la rupture d'une digue à Scrapsgate dans l'île de Sheppey, Kent, G.-B. — W. KJELLMAN : Mécanisme d'importants glissements de terrains survenus en Suède. — H. RAEDSCHELDERS : Etude de la stabilité d'une tranchée dans une argile tertiaire (en français). — O. EIDE, L. BJERRUM : Le glissement de terrain de Bekkelaget, Norvège. — L. BJERRUM : La stabilité des talus naturels dans les argiles fluides. — B. PELLENIS : Le glissement de terrain de Guntorp. — D. J. HENKEL, A. W. SKEMPTON : Glissement de terrain à Jackfield, Shropshire, G.-B. — R. PIETKOWSKI, F. ZALEWSKI : Glissement de terrain d'une ampleur exceptionnelle dans une tranchée de ligne de chemin de fer. — E. NONVEILLER : Glissement de terrain à Zalesina, Yougoslavie. — W. H. WARD, A. PENMAN, B. E. GIBSON : Stabilité d'une digue sur une couche mince de tourbe. — W. KJELLMAN : Etude des talus argileux de la vallée de la rivière Göta, Suède. — W. KJELLMAN : Influence de la nappe souterraine sur la stabilité des talus naturels dans les sols argileux de Suède. — D. KRSMANOVIC : Quelques expériences sur la stabilité des talus acquises lors de la construction de la route le long du lac d'accumulation de l'usine hydroélectrique Jablanica sur la Neretva, Yougoslavie (en français). — E. REINUS : Stabilité des talus de barrages en terre. — A. MAYER, P. HABIB : Note sur les variations des sous-pressions dans les massifs à faible perméabilité (en français). — K. F. G. KEIL : Influence du procédé « Hydrator » sur la stabilité du remblai amont dans la construction des barrages en terre. — A. FREY SAMSIOE : Contraintes dans la partie aval d'un barrage en terre ou en enrochements. — E. 40456, 40457. CDU 624.543 : 061.3.

76-98. **Contraintes à la périphérie des puits et galeries de mine** (The stress state of rock around shafts and galleries). ZAMBO (J.); *Acta Tech.*, Hongr. (1956), t. 14, n° 3-4, p. 319-350, 13 fig., 8 réf. bibl. (résumés russe, français, allemand). — Etude des contraintes existant à la périphérie des puits verticaux, des puits inclinés et des galeries de section circulaire. — E. 42069. CDU 624.043 : 624.19.

77-98. **Nouvelles recherches et expériences faites en matière de travaux de terrassement** (Neue Untersuchungen und Erkenntnisse im gleislosen Erdbau). DREES (G.), HERDING (W.); *Baugenieuer.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 117-124, 21 fig., 5 réf. bibl. — Description des équipements pour grands chantiers. Emploi du matériel, rendement, prix de revient. — E. 41783. CDU 624.133/7 : 621.879.

Deb ji Fondations.

78-98. **Les fondations du pont de Mackinac ont été réalisées en un temps record au moyen de méthodes inhabituelles** (Mackinac bridge foundations constructed at record speed by unusual methods). BOYNTON (R. M.); *Civ.*

Engng, U. S. A. (mai 1956), vol. 26, n° 5, p. 45-50, 12 fig. — Données géologiques, reconnaissance du sol, essais, construction des batardeaux et des caissons. — E. 42114.

CDU 624.5 : 624.157.2.

79-98. Contribution au calcul pratique des palplanches en bois pour l'exécution économique des fondations I. II. (fin) (Prilog ekonomičnijem praktičnom proračunavanju drvenih priborja u fundiranju). KOSTIC (V.); NASE Gradvinarstvo, Yougosl. (fév. 1956), vol. 10, n° 2, p. 177-186 NG 21, p. NG 30, 22 fig., 10 réf. bibl. (mai 1956), n° 5 p. NG 98-NG 101, 4 fig. (résumé français). — E. 40581, 42405.

CDU 624.04 : 624.157.1 : 624. 011.1.

80-98. Sur le comportement d'une fondation sphérique mince pour réservoir d'eau (Sul comportamento di una fondazione a cupola rovescia in parete sottile per serbatoio idrico). MATILDI (P.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1955), Publ. n° 44, 22 p., 22 fig., 6 réf. bibl. — Etude d'un type de fondation pour réservoir d'eau semi-enterré, particulièrement indiqué dans des terrains à faible force portante. Critères de calcul et dispositions constructives adoptés; résultats d'essais vérificatifs. — E. 41087.

CDU 624.153 : 628.13 : 624.13.

81-98. Nouveaux bâtiments industriels dans les régions sujettes aux affaissements miniers (Neue Werkshallen im Bergschädengebiet). FAHNENBRUCK (F.); *Bauingenieur*, All. (mai 1956), n° 5, p. 157-166, 18 fig., 8 fig. h.-t. — Description de bâtiments de construction métallique récemment réalisés en Allemagne. — E. 41933.

CDU 725.4 : 624.014 : 624.131.542 : 622.

Deb li Bétons.

82-98. Méthode perfectionnée d'essai de résistance au vieillissement des agrégats routiers par l'emploi de sulfate de sodium (An improved sulfate soundness test for aggregates). WOOLF (D. O.); *A. S. T. M. Bull.*, U. S. A. (avr. 1956), n° 213, p. 77-84, 16 fig., 3 réf. bibl. — E. 42046.

CDU 620.16 : 691.322 : 625.7.

83-98. Les constituants du béton et la mise en œuvre du béton (Concrete materials and practice). MURDOCK (L. J.); Edit. : Edw. Arnold, G.-B. (1955), 2^e édit., 1 vol., viii + 367 p., 257 fig., 68 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1903 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41425. CDU 666.972 : 693.5 : 620.1 (03).

84-98. Etude bibliographique sur la composition du béton (Literatuurstudie over de opbouw van beton). *Commissie voor Uitvoering van Research Ingesteld door de Betonvereniging (C. U. R.)*, Pays-Bas, Rapp. n° 1, 56 p., 20 fig. (résumés français, anglais, allemand). — Exposé des travaux de Féret et des différentes théories relatives à la composition du béton. Durabilité. Influence de la granulométrie sur la compacité. — Importante bibliographie. — E. 41428. CDU 666. 97(06) (01).

85-98. Recherches systématiques sur la granulométrie des agrégats du béton. I : Les zones granulométriques spécifiques et leurs mélanges binaires (Ricerche sistematiche sulla granulometria degli inerti da conglomerato. I : Le zone granulometriche specifiche e le loro miscele binarie). MAGINI (O.), SCLAFANI (P.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1955), Publ. n° 40, 37 p., 30 fig., 14 réf. bibl. — Compte rendu et interprétation des résultats d'une première série de recherches systématiques sur les agrégats de provenance fluviale en vue de caractériser les éléments qui influent d'une manière essentielle sur la compacité. Fractionnement de l'agrégat en « zones granulométriques » et mesure du pourcentage de

vides dans chaque zone et leurs mélanges binaires. Effets de forme et de paroi et leur expression par les facteurs de forme et de paroi. — E. 41083. CDU 691.322 : 666.972.

86-98. Influence de la composition minéralogique du ciment sur les propriétés physico-chimiques du béton et du béton armé. Le fluage (Influenta compozitiei mineralogice a cimentului asupra proprietatilor fizico-mecanice ale betonului si betonului armat. Curgere lenta). FROIMESCU (A.), ILLE (V.); *Stud. Cerc. Mecan. apl.*, Roum. (juil.-déc. 1955), t. 6, n° 3-4, p. 589-605, 16 fig., (résumé français). — E. 42091. CDU 620.16.666.972.015 : 666.94.

87-98. Incompatibilité physique de la pâte de ciment et des agrégats dans le béton (Physical incompatibility of matrix and aggregate in concrete). SMITH (G. M.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1956), vol. 27, n° 7, p. 791-798, 5 fig., 2 réf. bibl. — Etude des contraintes thermiques dans la pâte de ciment et de leur influence. — E. 41302. CDU 666.97 : 620.192.

88-98. Essais de résistance à la compression de bétons préparés avec trois types de ciment (Incerari la compresiune pe betoane confecționate cu trei tipuri de ciment). MIHAILESCU (M.), UNGUREANU (I.); *Stud. Cerc. Mecan. apl.*, Roum. (juil.-déc. 1955), t. 6, n° 3-4, p. 545-570, 27 fig., 2 fig. h.-t., 6 réf. bibl., (résumé français). — E. 42091.

CDU 620.17 : 666.972. : 666.94.

89-98. Emploi de coffrages glissants pour la construction de piles (de 62,15 m de hauteur) (Slipforms for 204-ft. piers). BROWN (G. P.); *Roads-Streets*, U. S. A. (mai 1956), vol. 99, n° 5, p. 49-54, 135-137, 18 fig. — Emploi de vérins hydrauliques pour monter les coffrages servant à la construction des piles du pont de la Pecos River (U. S. A.). — E. 42265. CDU 69.057 : 528 : 624.166.

90-98. Bétonnage par temps froid (Het Verwerken van Beton bij Lage Temperature) *Commissie voor Uitvoering van Research Ingesteld door de Betonvereniging (C. U. R.)*, Pays-Bas (jan. 1956), Rapp. n° 6, 109 p., 47 fig., 73 réf. bibl. — (résumés français, allemand et anglais). — Etude de synthèse groupant toutes les informations recueillies de différentes sources. Caractéristiques du climat aux Pays-Bas et conditions permettant les travaux de bétonnage en hiver. Rôle joué par l'eau de gâchage, congélation du béton frais, influence favorable des produits entraîneurs d'air, étude du phénomène d'hydratation, du dosage. Chauffage du béton frais, recommandations pratiques pour l'organisation des chantiers de bétonnage. — E. 41433. CDU 693.547 : 69.03 « 324 ».

91-98. Durcissement accéléré du béton par chauffage (Versnelde verharding van Beton door verwarming). *Commissie voor Uitvoering van Research ingesteld door de Betonvereniging (C. U. R.)*, Pays-Bas (jan. 1956), Rapp. n° 7, 72 p., 14 fig. (résumés français, anglais et allemand). — Phénomènes physico-chimiques lors de l'hydratation du ciment, influence de la température sur la prise et le durcissement influence du type de ciment et de la composition du béton dans le cas de traitement à la vapeur à une température élevée, étude des procédés de traitement les plus usuels. — E. 41434. CDU 693.547 (06).

92-98. Effet de la nature chimique des agrégats sur la résistance de mortiers de ciment Portland traités à la vapeur (Effect of chemical nature of aggregate on strength of a steam-cured Portland cement mortars). THORVALDSON (T.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1956), vol. 27, n° 7, p. 771-780, 9 fig. — Des mortiers de ciment Portland confectionnés avec divers agrégats minéraux ont été, après prise, traités à la vapeur saturée à 150° C. Comparaison de la résistance à la traction de ces mortiers avec

celle obtenue par un traitement à 21° C. Il a été constaté que la composition minérale de l'agrégat exerce une grande influence. — E. 41302. CDU 620.17 : 666.971 : 691.322.

93-98. Application des fluates dans la construction. Exposé sur l'emploi des fluates comme protection des pierres reconstituées, du béton, des enduits; résultats d'essais (Zastosowanie fluatow w budownictwie). DUTKOWSKI (J.); *Biul. Inst. Budown. Mieszk.*, Pol. (juil. 1955), n° 6, p. 4-7, 12 réf. bibl. — E. 37668. CDU 666.971.32.

94-98. Etude des scories de laitier de haut-fourneau comme agrégats pour le béton réfractaire. NEKRASSOFF (R. D.), OLAMAA (G.); *Matér. Constr. Inst. Centre Rech. sci. Constr. industr.*, U. R. S. S. (1955), n° 19, 54 p., 23 fig. (en russe). — E. 41826.

CDU 691.322 : 666.972.5 : 699.81.

95-98. Béton à la magnétite (Magnetic iron ore concrete). HENRIE (J. O.); *United States Atomic Energy Commission (North American Aviation, Inc., Downey*, Californie (26 jan. 1954), NAA-SR-880, 21 p., 9 fig. — Emploi de la magnétite comme agrégat de béton destiné à servir à la construction d'écrans protecteurs contre les radiations des réacteurs. Préparation du minerai. Dosage du béton. Blocs de protection en béton. Propriétés physiques. Conclusions et recommandations. — E. 42059.

CDU 666.972.5 : 628.5 : 539.1.

96-98. Propriétés des bétons à densité élevée réalisés avec des agrégats contenant du fer (Properties of high-density concrete made with iron aggregate). DAVIS (H. S.), BROWNE (Fr. L.), WITTERS (H. C.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1956), vol. 27, n° 7, p. 705-726, 18 fig., 4 réf. bibl. — Etude de la composition des bétons destinés à assurer la protection du personnel contre les radiations dans les centrales atomiques. Compte rendu de résultats d'essais. — E. 41302.

CDU 666.972.5 : 691.322 : 691.71.

97-98. Normes concernant les constructions en béton, en béton armé et en béton précontraint. *Société suisse des Ingénieurs et des Architectes (S. I. A.)*. Generalsekretariat, Beethovenstrasse 1, Zurich 2, Suisse (1956). Normes techniques n° 162, 48 p., 21 fig. — Texte des règles applicables en Suisse. Calculs statiques, caractéristiques des agrégats, de l'eau de gâchage. Classification des bétons, exigences à remplir par les aciers d'armature. Calcul des dimensions et contraintes admissibles. Dispositions constructives, exécution des travaux. Prescriptions relatives au béton précontraint. Essais de matériaux. — E. 42216.

CDU 693.55/6 : 389.6 (494).

Deb mo Enduits. Revêtements.

98-98. Sur le revêtement en ciment des puits de sondage (Sulla cementazione dei pozzi di sondaggio). SANPAOLESI (L.); *Atti Istit. Sci. Costr. Univ. Pisa*, Ital. (1955), Publ. n° 46, 10 p., 12 fig. — Compte rendu d'une série d'expériences sur les ciments à employer pour revêtir les puits de sondage. Eléments de comparaison entre deux types de ciments pouvant être tirés de ces essais. — E. 41089. CDU 666.94 : 628.11 : 624.131.3.

99-98. Confection et pose de tapis d'asphalte sans joints (Fertigung und Verlegung von fugenlosen Asphaltmatten). RÖHNISCH (A.); *Baumach.-Bautech.*, All. (mai 1956), n° 5, p. 129-135, 14 fig., 2 réf. bibl. Description d'une installation flottante réalisée en Allemagne pour la confection de tapis d'asphalte destinés à la protection des berges des canaux. — E. 42195. CDU 627.4 : 69.024.158.

Deb ne Béton armé.

100-98. Résistance aux chargements de longue durée de poteaux de faible longueur en béton armé chargés excentriquement (Sustained load strength of eccentrically loaded short reinforced concrete columns). VIEST (I. M.), ELSTNER (R. C.), HOGNESTAD (E.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1956), vol. 27, n° 7, p. 727-755, 19 fig., 6 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales effectuées au Laboratoire de Mécanique théorique et appliquée de l'Université d'Illinois. Les essais montrent que la résistance limite sous une charge de longue durée n'est inférieure que de 10 % environ à la résistance limite sous une charge de courte durée. — E. 41302.

CDU 620.17 : 624.072.3 : 693.55.

101-98. Bases, moyens et objectifs de la théorie du béton armé (Grundlagen, Wege und Ziele der Stahlbetontheorie). BRENDL (G.); *Bauplan. Bautech.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 139-147, 13 fig., 28 réf. bibl. — Aperçu historique, exposé des divers problèmes actuels, étude de la précontrainte. — E. 41481.

CDU 693.55/56.

102-98. La construction antisismique et le béton armé translucide (L'edilizia antisismica e il vetrocemento armato). GOLDSTEIN-BOLGAN (A.); *Cemento*, Ital. (avr. 1956), n° 4, p. 9-16, 3 fig., réf. bibl. — Caractéristiques du béton armé translucide, intérêt de son emploi dans le bâtiment, notamment dans les constructions antisismiques. — E. 42288.

CDU 699.841 : 693.95 : 691.6.

103-98. Influence du retrait et du fluage du béton sur des poutres en béton armé fissurées (Die Wirkung des Schwindens und Kriechens des Betons auf eingerissene Stahlbetonträger). KOLLAR (L.); *Acta Tech.*, Hongr. (1956), t. 14, n° 3-4, p. 293-311, 8 fig., 7 réf. bibl. (résumés russe, anglais, français). — L'étude porte sur des poutres pourvues seulement d'une armature de traction à leur partie inférieure et soumises à la flexion simple. Déplacement des contraintes dans la poutre fléchie sous l'influence du retrait et du fluage. Calcul des déformations. — E. 42069.

CDU 666.972.015 : 624.072.2 : 69.059.2.

104-98. Quelques exemples d'erreurs rencontrées dans l'exécution de constructions simples en béton armé (Alcuni esempi di difetti riscontrati nelle esecuzioni di strutture semplici in cemento armato). NEUMANN (G.); *Cemento*, Ital. (mars 1956), n° 3, p. 3-11, 1 fig. — Aperçu général sur certains cas fréquents d'erreurs de calcul et de conception. — E. 41920.

CDU 693.55.

105-98. Influence de la composition minéralogique du ciment sur l'adhérence entre le béton et les armatures (Influenta compozitiei mineralogice a cimentului asupra adeziunii dintre beton si armatura). WEISSENBERG (M.), CIUNGU (S.); *Stud. Cerc. Mecan. apl.*, Roum. (juil.-déc. 1955), t. 6, n° 3-4, p. 571-588, 20 fig., 6 réf. bibl. (résumé français). — E. 42091.

CDU 620.16 : 693.55 : 666.94.

106-98. Influence de la qualité de l'acier sur les économies de béton armé (Armeringskvalitetens inverkan pa ekonomin hos betongkonstruktioner). BROMS (B.); *Betong*, Suède (1956), n° 1, p. 31-48, 14 fig. (résumé anglais). — Comparaison économique de différentes qualités d'acier d'armature utilisés dans la construction de planchers ordinaires pour immeubles d'habitation, de planchers champignons et de poutres en T. Relations entre les contraintes admissibles et le coût des armatures et du béton. — E. 42063.

CDU 693.554 : 691.714 : 69.003.

Deb ni Béton précontraint.

107-98. Résistance à la flexion dans le domaine élastique de poutres en béton précontraint simplement appuyées (The flexural resistance of prestressed simply supported concrete beams within the elastic range). BRITTON (H. W.); *J. Instn Engrs Austral.*, Austral. (jan.-fév. 1956), vol. 28, n° 1-2, p. 39-46, 6 fig. — E. 41939.

CDU 624.046 : 624.072.2 : 693.56.

108-98. Emploi du béton précontraint pour la réalisation de portiques dans le bâtiment (Prestressed concrete as applied to building frames). WALLEY (F.), ADAMS (H. C.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (avr. 1956), Part III : Engng Div., vol. 5, n° 1, p. 70-104, 18 fig., 17 fig. h.-t., 7 réf. bibl. — Exposé de l'évolution de l'utilisation de la précontrainte et description de réalisations : bâtiments en rez-de-chaussée, bâtiments à étages multiples. Discussion. — E. 41792.

CDU 624.012.46 : 624.072.33.

109-98. Stades en béton précontraint et construction en agglomérés (Prestressed concrete stadia and soffit block construction). BROWN (T.); Tiré de : *Concr. Prod.*, U. S. A. (sep. 1955), p. 148-149, 5 fig. — Construction de tribunes de stades au moyen de montants préfabriqués et de poutres précontraintes coulés sur place. Les gradins sont préfabriqués. Le même constructeur réalise des planchers et toitures constitués de dalles formées elles-mêmes d'agglomérés en béton léger assemblés et mis en précontrainte. — E. 41556.

CDU 693.56 : 69.002.2.

110-98. Etude des aciers à haute résistance pour le béton précontraint (Onderzoek van hoogwaardig betonstaal voor voorgespannen beton). *Commissie voor Uitvoering van Research ingesteld door de Vereniging*, (C. U. R.) Pays-Bas, Rapp. n° 3, 48 p., 21 fig. h.-t. (résumés français, anglais et allemand). — Compte rendu de quarante essais de fluage effectués sous les auspices de la Commission néerlandaise de l'Acier à Béton, sur des aciers de caractéristiques différentes. — E. 41430.

CDU 693.56 : 693.554 : 691.714 (06).

111-98. Aciers pour béton précontraint (Stähle für Spannbeton). POLEY (W.); *Bauplan. Bautech.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 159-162, 2 fig., 18 réf. bibl. — Qualités exigées des aciers pour armatures de précontrainte, caractéristiques, classification. — E. 41481.

CDU 691.714 : 693.554 : 693.56.

112-98. Le glissement et la résistance des ancrages systèmes Freyssinet et Magnel (De slip bij en de sterkte van eindverankeringsystemen Freyssinet en Magnel). *Commissie voor Uitvoering van Research ingesteld door de Betonvereniging* (C. U. R.), Pays-Bas, Rapp. n° 2, 46 p., 27 fig., 3 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand). — Etude du comportement des ancrages du point de vue de la résistance et du glissement. Les considérations théoriques sont suivies de comptes rendus d'essais. — Recommandations sur le meilleur mode opératoire lors de la mise en tension et de l'ancrage des armatures. — E. 41429.

CDU 693.564 : 69.001.5 (06).

Dec CHARPENTE.
MENUISERIE. SERRURERIEDec j Travail du bois.
Charpente. Menuiserie.

113-98. Fermes de toiture en bois (Tagkonstruktioner af træ). *Undervisningsminist. Byggeforskningsudvalg Stat. Byggeforskningsinst.*, Danm. (1955), *Nyt Skolebyggeri* n° 2, 55 p., nombr. fig. — Défauts constatés dans la construction des fermes de toiture

des bâtiments scolaires réalisés au Danemark depuis 1940. Pour remédier aux désordres constatés, notamment à des cas d'arrachements de couvertures par la tempête, l'Institut danois de la Recherche du Bâtiment a établi la présente brochure qui étudie dix-huit modèles de fermes de toiture pour bâtiments scolaires, avec indication du prix des matériaux et de la main-d'œuvre, description des moyens de fixation, étude de la résistance. — E. 41017.

CDU 69.024.8 : 694.2 : 624.04.

Dec l Travail des métaux.

Charpente. Soudure. Menuiserie.

Construction mixte.

114-98. Essais sur un joint soudé de poutre (Untersuchungen an einem geschweissten Trägerstoss). FREI (M.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (19 mai 1956), n° 20, p. 291-294, 9 fig. — Compte rendu d'essais de résistance de poutres en I effectués au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux à Zurich. — E. 42019.

CDU 620.17 : 624.014.25.

115-98. Manuel du soudage (Welding manual). U. S. Dept. Inter., Bur. of Reclam., (juin 1953), 1 vol., viii + 208 p., 78 fig., 1 fig. h.-t. en couleur. — Voir analyse détaillée B. 1897 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41726.

CDU 621.791 : 624.014.25 (02).

116-98. Confection de poutres pleines par soudage sous flux (Fabrication of bridge plate girders by submerged arc welding). HOFFMAN (J. H.); *Welding J.*, U. S. A. (août 1955), vol. 34, n° 8, p. 741-746, 11 fig., 2 réf. bibl. — Mode opératoire utilisé pour la confection de poutres pleines de 36,7 à 37,5 m de longueur pour un pont-route de 328 m de longueur franchissant la Spring River aux U. S. A. — E. 42209.

CDU 621.791 : 624.21.023.9.

117-98. Troisième Conférence d'Etudes des Ingénieurs d'Atelier et de Montage (3. Arbeitstagung der Betriebs- und Montageingenieure). *Veröffentlichungen des deutschen Stahlbauverbandes*, All. (1956), n° 10, 88 p., 95 fig. (Edit. : Stahlbau-Verlag, All.). Principaux mémoires présentés : Rapport sur la visite aux Etats-Unis d'une mission de la Fédération allemande de la Construction métallique. — Montage à l'aide de derricks motorisés. Nouvelles orientations de la fabrication dans la construction métallique. — L'énergie atomique et l'acier; perspectives d'avenir. — E. 41674.

CDU 624.014 : 69.002.

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded l Étanchéité des constructions.

118-98. Travaux d'étanchement des digues. GEOFFROY (L.); *Travaux Fr.* (mai 1956), n° 259, p. 257-262, 18 fig. — Etanchement par injections de sable-argile-ciment dans les digues du canal latéral à la Loire et par palplanches métalliques et mastic bitumineux de la digue de l'étang de la Grand-Rue qui sert à l'alimentation du canal de Briare. — E. 41639.

CDU 627.5 : 699.82.

119-98. L'obturation des joints dans les pistes d'aviation et les routes en béton. MASSON (J.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (avr. 1956), n° 291, p. 61-64, 6 fig. — Description des outillages spéciaux conçus pour le garnissage des joints des dalles en béton, et pour le dégarnissage des joints dont le produit d'obturation n'assure plus l'étanchéité. — E. 41567.

CDU 625.84 : 629.139.1 : 693.5.012.43.

Ded ma Travaux de peinture

120-98. Petit guide pour travaux de peinture (Mal rigtigt). RAASCHOU NIELSEN (H. K.); *Danish nation. Inst. Build. Res.*, Danm. (1956), 1 broch., 56 p., 67 fig. — Brochure donnant des conseils pratiques pour l'entretien des bâtiments agricoles et les travaux de peinture sur différents matériaux : bois, fer, fer galvanisé, zinc, maçonnerie, béton. — E. 41963.

CDU 667.63.

Def PRÉFABRICATION

121-98. Préfabrication des éléments en béton et en béton armé sur les chantiers spécialisés à cet effet. VASSILIEFF (A. P.), SIZOFF (V. N.), DROBELIDZE (G. A.); *Minist. Constr., Inst. Centre Rech. sci. Constr. industr.*, U. R. S. S. (1955), n° 17, 92 p., 51 fig. (en russe). — E. 41825. CDU 69.002.2 : 693.5 : 693.55.

122-98. Assemblage d'éléments préfabriqués en béton armé au moyen de boulons préfabriqués en béton armé (Verbindung von Stahlbetonfertigteilen mit vorgefertigten Stahlbetonbolzen). HERRMANN (W.); *Bauplan. Bau-techn.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 148-153, 32 fig., 1 réf. bibl. — E. 41481.

CDU 624.078.2 : 693.55 : 69.002.2.

123-98. Normalisation « d'usines volantes » pour la réalisation d'éléments préfabriqués en béton (Typung « Offener Betonwerke »). FRANKE (G.); *Bauplan. Bau-techn.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 133-138, 6 fig., 7 réf. bibl. — Avantages et inconvénients des usines fixes et mobiles. Etude d'un projet d'usine mobile où la préfabrication des éléments serait assurée à proximité du chantier de construction. — E. 41481.

CDU 69.002.2 : 693.55.

124-98. Quelques améliorations récentes dans la technique de préfabrication d'éléments de construction en béton (Some recent developments in the technique of precasting concrete structures). DERRINGTON (J. A.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (mars 1956), vol. 4, n° 1, p. 1-39, 20 fig. — Etude de divers types de constructions réalisées récemment en Grande-Bretagne au moyen d'éléments préfabriqués en béton armé ; bâtiments à étages multiples, bâtiments industriels. — Discussion. — E. 41971.

CDU 69.002.2 : 693.55 : 721.001.

125-98. Production industrielle d'éléments de construction préfabriqués en béton précontraint en Suède (Mass production of prestressed structural concrete in Sweden). COLLBORG (H.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1956), vol. 27, n° 7, p. 781-790, 12 fig. — Description de l'usine de la Société suédoise AB. Strångbetong à Stockholm. La mise en précontrainte des éléments est réalisée selon le procédé Hoyer. — E. 41302.

CDU 69.002.2 : 693.56.

126-98. Construction individuelle et préfabrication aux U. S. A. — *Bâtir*, Fr. (mai 1956), n° 58, p. 4-17, 22 fig. — Renseignements recueillis par une mission envoyée aux U. S. A. en 1954. — E. 42077. CDU 728.3 : 69.002.2.

127-98. A la recherche d'une meilleure productivité. ROSNER (R.); *Bâtir*, Fr. (mai 1956), n° 58 : « Structura », n° 2, p. 72-89, 46 fig. (en français, allemand, anglais). — Progrès de la préfabrication lourde en béton armé en Europe Orientale, amélioration des méthodes de construction des murs en maçonnerie. — E. 42077. CDU 69.002.

128-98. Emploi d'éléments préfabriqués en béton armé dans les ouvrages hydrauliques (Eloregyartott elemek alkalmazása vízerőművek építésénél). VÁRNOTOV (T. L.); *Hidrol. Közöny*, Hongr. (avr. 1956), n° 2, p. 83-103, 32 fig. (résumés russe, anglais). — Etude de la technique de la préfabrication lourde appliquée à la construction d'ouvrages hydrauliques en U. R. S. S. — E. 42158.

CDU 69.002.2 : 693.55 : 626/7.

Dib PLOMBERIE SANITAIRE

129-98. Neuvième Congrès international de la Couverture, Plomberie, Installations sanitaires. Rome, 28-30 mai 1956. — Un. internat. Conv. Pomb. Instal. sanit. Gas Hydraul. gén., Fr. (1956), 1 vol., 256 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B 1895 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 42461.

CDU 69.024.15 : 696 : 69.002 : 061.3.

Dic CLIMATISATION

130-98. Observations des températures au barrage de Valle (Italie) (Osservazioni di temperatura alla diga di Valle). INDRÌ (E.); *Acqua*, Ital. (jan.-fév. 1956), n° 1/2, p. 18-22, 4 fig., 1 réf. bibl. — Résultats des observations de la température extérieure et intérieure effectuées entre mai 1950 et avril 1954 au barrage en voûte mince de Valle. Mise en évidence de l'influence de l'isolation et des autres facteurs strictement locaux sur le comportement thermique d'un ouvrage. — E. 41296.

CDU 536.5 : 627.8.

131-98. Comment l'isolement thermique peut économiser le combustible dans une laiterie (How thermal insulation can save fuel in the dairy). SUTTON (A. G.). Tiré à part de : *J. Soc. Dairy Technology*, G.-B. (avr. 1956), vol. 9, n° 2, p. 48-59, 8 fig., 7 réf. bibl. — Isolement des installations de production de chaleur et des bâtiments. Types d'isolants à utiliser dans chaque application. Résultats. — E. 42126.

CDU 699.86 : 637.

132-98. Le problème du compteur individuel de calories, notamment pour les installations de chauffage central, et la solution de ce problème (Das Problem des Kleinwärmehäblers (Kalorienzähler) insbesondere für Zentralheizungen und dessen Lösung). LATERNER (A.); *Installation*, Suisse (avr. 1956), n° 2, p. 29-41, 13 fig., 13 réf. bibl. — E. 41924.

CDU 697.347.

133-98. Calcul simplifié d'une installation de chauffage de plafond par rayonnement avec tubes de cuivre (Vereinfachte Berechnung einer Kupferrohr-Deckenstrahlungsheizung). KOLLMAR (A.); *Pro-Métal*, Suisse (avr. 1955), n° 44, p. 471-477, 6 fig. (en français et en allemand). — Hypothèses générales à admettre lors de l'installation du plafond chauffant, calcul des déperditions de chaleur, détermination des surfaces chauffantes, pertes de pression dans les serpentins. — E. 41775.

CDU 697.353 : 69.025.4 : 697.1.

Dic I Chauffage.

134-98. Méthode de calcul des serpentins de panneaux rayonnants de plafond à tubes enrobés dans le plafonnage (De Rekenmethode der Buizen van Stralende Plafondpanelen met de in Plafonnering gebulde buizen). ROBA (H. A.); *Chal.-Climats*, Belg. (avr. 1956), n° 244, p. 32, 35, 37-38, 41-42, 2 fig., 3 réf. bibl. (en français et en flamand). — E. 41307.

CDU 697.353 : 69.025.4.

135-98. Réalisation des installations de chauffage de plafond par rayonnement (Die Ausführung von Heizdecken). BÜHLMANN (V.), STETTLER (R.); *Pro-Métal*, Suisse (avr. 1955), n° 44, p. 477-491, 13 fig. (en français et en allemand). — Caractéristiques de construction des planchers et plafonds, fabrication et montage des serpentins de chauffage. Exécution des travaux de plâtrage, mise en marche du chauffage, travaux de peinture, prix de revient. — E. 41775.

CDU 697.353 : 69.025.4.

136-98. Le chauffage par panneaux rayonnants, solution moderne du problème de chauff-

fage des grands ateliers (Strahlplattenheizung, eine neuartige Lösung des Problems der Fabrik- und Werkhallenbeheizung). ALLMENRODER (E.); *Wärme Tech.*, All. (mars 1956), n° 3, p. 61-64, 7 fig. — Aperçu historique, perfectionnements apportés, limites d'emploi du chauffage par rayonnement. — E. 41857.

CDU 697.353 : 725.4.

137-98. Systèmes de chauffage par panneaux (en russe). KISSINE (M. I.); *Minist. Constr. Bâtiment. Industr. métallurg. chim.* — *Inst. centr. Rech. sci. Bâtiments industr. (ZNIPS)*, U. R. S. S. (1955), Communiqué Inform. n° 1, 8 p., 5 fig. — E. 42593.

CDU 697.353.

138-98. Système de chauffage central avec canalisations de faible diamètre et à circulation forcée (Small-pipe, forced-circulation central heating). BROOK (D. V.), BURKE (S. A.); *J. Instn Heat. Ventil. Engrs*, G.-B. (mai 1956), vol. 24, p. 45-85, 16 fig., 8 réf. bibl. — Etude d'un nouveau système de chauffage central combiné avec le service d'eau chaude et convenant pour des maisons d'habitation de dimensions moyennes. Résultats d'essais. Discussion. — E. 42094.

697.44 : 696.4.

139-98. Utilisation de la pompe à chaleur pour le conditionnement de l'air pendant toute l'année (Application of the packaged heat pump). YEARY (W. R.); *Air Condition. Heat. Ventil.*, U. S. A. (mai 1956), vol. 53, n° 5 p. 90-106, 21 fig. — Description des divers types de pompes à chaleur utilisées aux U. S. A., description du mode de fonctionnement. Indications pratiques pour l'installation. — E. 42073.

CDU 697.4 : 621.577 : 697.97.

Dic n Ventilation. Séchage.

140-98. Aménée d'air dans les installations de ventilation (Luftführung bei Lüftungsanlagen). BECHER (P.); *Gesundheitsingenieur*, All. (1955), n° 17-18, p. 257-262, 19 fig., 5 réf. bibl. — E. 42100. CDU 697.92.

141-98. Influence, captation et dosage de poussières (Application au conditionnement d'air). I. II. (fin). HERMAN (M.); *Chal.-Climats*, Belg. (avr. 1956), n° 244, p. 15-16, 19-20, 23-24 27-28, 31, 2 fig.; (mai 1956), n° 245, p. 11-21, 2 fig. — E. 41307, 41833. CDU 697.98.

142-98. Calorimètre adiabatique pour le contrôle de la chambre de traitement après prise d'éprouvettes de béton (Adiabatic calorimeter for control of a mass curing chamber). PROBINE (M. C.), SWALES (B. E.); *Engineering*, N.-Zél. (15 mars 1956), vol. 12, n° 3, p. 86-89, 2 fig., 10 réf. bibl. — Description d'un procédé de traitement où le béton est placé dans des conditions identiques à celles rencontrées à l'intérieur d'un barrage, c'est-à-dire où le béton est mis en place rapidement et n'est pas refroidi artificiellement. — E. 41872.

CDU 693.547. : 620.1.

Did ÉCLAIRAGE

143-98. L'éclairage des locaux par coupoles transparentes (Dagverlichting door lichtkoepele). SWIERSTRA (R.); *Polytech. T.*, Pays-Bas (26 avr. 1956), n° 17-18, p. 312b-317b, 8 fig. — Etude de différents types de coupoles en « Perspex ». — E. 41749.

CDU 628.94 : 628.977.

144-98. L'éclairage naturel des salles de classe (Die Beleuchtung von Klassenräumen, durch Tageslicht). FESEL (G.); *Dtsch. Bauz.* All. (mai 1956), n° 5, p. 532-535, 15 fig. — E. 41966. CDU 628.92 : 727.1.

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif l Protection contre l'incendie.

145-98. Essais sur la résistance au feu des poutres en béton précontraint (Brandproeven op voorgespannen betonliggers). *Commissie voor Uitvoering van Research Ingesteld door de Betonvereniging*, (C. U. R.), Pays-Bas, Rapp. n° 4, 24 p., 10 fig. (résumés français, anglais, allemand). — Etude des différences de comportement des poutres en béton armé ordinaire et en béton précontraint en cas d'incendie. Compte rendu d'essais effectués sur des modèles en vraie grandeur. — Influence de l'épaisseur de la couche de béton, de la qualité de l'acier, de la section et du volume de la poutre. — E. 44431.

CDU 620.193 : 693.56 : 699.81 (06).

146-98. Théorie de la combustion et protection chimique contre le feu (Brandlehre und chemischer Brandschutz). SCHEICHL (L.); Edit. : A. Hühig, All. (1955), 1 vol., xix + 408 p., 49 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1907 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41724.

CDU 662.6 : 699.81 : 614.84 (03).

Dif m Protection contre les séismes, inondation.

147-98. Calcul des ouvrages résistants aux effets sismiques. KORTCHINSKY (I. L.); *Minist. Constr., Inst. Centr. Rech. sci. Constr. industr.*, U. R. S. S. (1954), n° 14, 76 p., 30 fig. — 13 réf. bibl. (en russe). — E. 41824.

CDU 624.04 : 699.841.

148-98. Self-parking, à San Francisco: Le « Downtown Center Garage ». YASSIN (I. B.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 168-176, 12 fig. — Garage à rampes en béton armé de sept étages. A l'intérieur des rampes, mur en forme de pylône, constitué en partie en béton précontraint pour garantir la résistance du bâtiment aux tremblements de terre. — E. 42190.

CDU 624.012.45/6 : 725.38 : 699.841.

149-98. Evaluation des crues et mesures de protection contre les inondations (Flood estimation and control). RICHARDS (B. D.); Edit. : Chapman and Hall, G.-B. (1955), 3^e édit., 1 vol., xiii + 187 p., 87 fig., 1 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 1901 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41980.

CDU 627.51 : 551.5 (03).

150-98. Quelques aspects hydrauliques des mesures contre les infiltrations (A fakadoviz elleni védekezés különböző eljárásainak hidraulikai összehasonlítása). KOVACS (G.); *Hidrol. Közlöny*, Hongr. (avr. 1956), n° 2, p. 113-123, 6 fig. (résumés russe, anglais). — Les dispositions adoptées en période de crue pour empêcher les inondations se révèlent insuffisantes si le sous-sol est constitué de couches perméables. Etude des mesures propres à remédier à cet état de choses. — E. 42158.

CDU 627.51 : 624.131.6.

Dif mu Protection contre les intempéries.

151-98. Construction par temps froid (Winter construction). NÄSLUND (B.); *Nation. Res. Counc. Canada (Div. Build. Res.)*, Canada (1955), NRC. TT. 583, 49 p., 47 fig. h.-t., 11 réf. bibl. — (Texte de la traduction anglaise de la brochure n° 5, de 1952 du « Statens Kommitte för Byggnadsforskning », Stockholm). — Etude des conditions de climat en Suède.

Travaux de fondation, fouilles dans le sol gelé, précautions à prendre pour les travaux de bétonnage en hiver, exécution des maçonneries et des travaux de finition, entretien des chantiers de construction. Etablissement des programmes de travaux de construction en hiver. — E. 41997.

CDU 69.03 « 324 » (06).

152-98. La construction en hiver (Winter construction). *National Res. Counc. (Div. Build. Res.)*, Canada, *Better Building bull.*, n° 6, 27 p., 5 fig. — Petite brochure donnant des indications pratiques sur l'organisation des chantiers, les fouilles et fondations, la mise en œuvre du béton, l'exécution des travaux de maçonnerie et de finition, la pose des couvertures. — E. 41999.

CDU 69.03 « 324 » (02).

Dif n Danger aérien. Explosions.

153-98. Effets de armes atomiques sur les vitrages et la construction des fenêtres (The effect of atomic weapons on glazing and window construction). CLARK (W. C.); *United States Atomic Energy Commission, (General Services Administration)*, U. S. A. (août 1951), AEC-3643 (Annex 3.5-Scientific Director's Report of Atomic Weapon Tests at Eniwetok, 1951), 75 p., 60 fig. — Etude entreprise en vue de déterminer la résistance relative de différents types de fenêtres au souffle atomique et d'établir le degré de protection contre les éclats de verre, offert par les persiennes. Description des essais entrepris; leurs résultats. Conclusions et recommandations. — E. 42060.

CDU 69.028.2/3 : 662 : 539.1.

Dig l CANALISATIONS

154-98. Situation actuelle et nouvelles tendances dans la construction des conduites sous pression. (Postojeće stanje i nove tendencije u gradnji cevi pod pritiskom). MÜLLER (W.); *Tehnika*, Yougosl. (1956), n° 6, p. 795-803 (T. 135-T. 143), 20 fig. (résumé allemand). — E. 42253.

CDU 628.14 : 624.043.

155-98. Les conduites en pression en béton armé. GUERRIN (A.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 187-192, 1 fig. — E. 42190.

CDU 621.643.2 : 624.043 : 693.55.

156-98. Fabrication en atelier de conduites métalliques soudées pour le transport de l'eau (Shop fabrication of welded steel water mains). BLOHN (H. C. von); Tiré de : *Iron-Steel Engr.*, U. S. A. (sep. 1955), p. 106-111, 5 fig. — Exposé des procédés utilisés à partir de la réception des tôles d'acier à l'atelier. Préparation des bords, mise en place et fixation des pièces, mode opératoire employé dans le procédé de soudage à l'arc submergé, réalisation des cordons de soudure. Spécifications américaines relatives à l'appareillage de soudage, au personnel effectuant les travaux de soudage, aux essais et épreuves, aux revêtements contre la corrosion. — E. 40650.

CDU 621.643.2 : 621.791.

Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

157-98. Construction d'un réservoir en béton armé de 3 300 m³ à La Hétraie, près du Havre. GARAM (G. de); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 165-167, 4 fig. — E. 42190.

CDU 628.13 : 693.55.

158-98. Un nouveau silo en contreplaqué. — *Inform. Documentat. agric.*, Fr. (31 mai 1955), n° 10, p. 345-351, 10 fig. — Description d'un silo présenté au Salon de la Machine agricole à Paris, par le Centre technique du Bois. — Caractéristiques de construction de ce silo cylindrique de 4 m de diamètre et de 4 m de hauteur, d'une capacité approximative de 400 quintaux. Il peut être monté rapidement

en boulonnant simplement entre eux les éléments cintrés. Ce silo doit être installé sur une plate-forme de béton et sous abri. — E. 41953.

CDU 725.36 : 691.116.

159-98. Enquête sur la construction de réservoirs pour le stockage de l'huile végétale (Inquérito sobre a construção de depósitos para azeite). *Lab. Nacion. Engria civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (1955), *Process. Constr.*, Proc. 17/1, 44 p., 7 fig. — Le Laboratoire national portugais du Génie civil a consulté à ce sujet onze pays : Argentine, Brésil, Espagne, États-Unis, France, Grèce, Grande-Bretagne, Italie, Liban, Suisse, Tunisie. L'enquête portait sur la forme des réservoirs (généralement cylindrique), le matériau (le plus souvent béton armé, mais également métallique, au-dessous de 60 m³), la situation (au-dessus ou au-dessous du sol), les peintures ou revêtements intérieurs. — E. 40981.

CDU 621.642 : 665.

Do ENTREPRISES. ORGANISATION. MAIN-D'ŒUVRE

160-98. L'industrialisation des travaux de construction. Résultats actuels. Obstacles et conditions de développement. SIMON (E. H. L.); *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (12 mai 1956), n° 19, p. 17-19, 21, 23, 25, 27, 29, 31, 33, 35, 37, 39, 41, 43, 45, 47-48, 16 fig. — E. 41914.

CDU 69.002.

161-98. Industrialisation du bâtiment en Pologne (en russe). OSOVERTSIU (M.); *Architecture-Contr.*, U. R. S. S. (1956), n° 3, p. 27-31, 14 fig. — E. 41736.

CDU 69.002 : 721 (438).

162-98. Vers l'industrialisation du bâtiment I. II. (fin). MONDIN (Ch.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (avr. 1956), t. 11, n° 4, p. 107-115, 18 fig., 1 réf. bibl. (mai 1956), n° 5, p. 149-155, 13 fig., 1 réf. bibl. — Conditions nécessaires pour l'industrialisation du bâtiment. La préfabrication légère et la construction traditionnelle évoluée. Réalisations. — E. 41806, 42335.

CDU 69.002 : 721.

163-98. Instructions de service pour l'exécution d'un travail, déroulement d'un programme d'opérations, études sur l'organisation du travail. (Arbeitsanweisungen, Arbeitsabläufe, Arbeitsuntersuchungen). LOHMANN (E.); Edit. : Th. Gabler, All. (1955), 1 vol., 105 p., 34 fig., 1 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 1906 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41423.

CDU 69.007 (03).

Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

164-98. Nouveautés et perfectionnements des matériels. *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (5 mai 1956), n° 18 (Foire de Paris), p. 69-71, 73-75, 77, 79. — Compte rendu d'une enquête auprès des constructeurs et fournisseurs sur les matériels récents pour les travaux publics et le bâtiment. — E. 41831.

CDU 621.86/8.

165-98. Transport et stockage pneumatiques du ciment en vrac. RATHSMANN (E.); *Bâtir*, Fr. (mai 1956), n° 58 : « Structura », n° 2, p. 52-71, 45 fig., (en français, allemand, anglais). — E. 42077.

CDU 69.002.71 : 691.54 : 621.54.

Dof ORGANISATION DE CHANTIERS.

SÉCURITÉ DES CHANTIERS

166-98. L'amélioration des manutentions des produits de terre cuite entre l'usine et le chantier. *Bâtir*, Fr. (avr. 1956), n° 57, p. 3-20, 63 fig. — Texte du rapport d'une mission française de productivité en Allemagne, Suède, Danemark, Suisse. — E. 41571.

CDU 658.29 : 691.42.

F. — LES OUVRAGES

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures. Piliers. Colonnes.

167-98. Sur les propriétés des boulons d'ancrage (Ankkuripulttien ominaisuksista). AHTEE (V. A.); *Rakennus Insr.*, Finl. (mars-avr. 1956), n° 3/4, p. 32-36, 14 fig. — Description d'essais effectués en Finlande pour étudier les propriétés et la force de serrage de différents types de boulons d'ancrage. — E. 41884. CDU 621.22 : 624.016.

168-98. La tour de la station de Télévision de Stuttgart. I. II. (fin) (Der Stuttgarter Fernsehturm). LEONHARDT (F.); *Beton Stahlbetonbau*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 73-85, 27 fig.; (mai 1956), n° 5, p. 104-111, 19 fig., 6 réf. bibl. — Tour en béton armé de 160,95 m de hauteur. Diamètre extérieur : à la base 10,8 m, à la partie supérieure 5,05 m, 138 m de hauteur. — On a aménagé une plate forme à quatre étages avec restaurants. — Cette plate forme a un diamètre maximum de 15,1 m, et est surmontée de l'antenne. Description détaillée de cette construction qui comporte deux ascenseurs. Calcul statique, résistance aux pressions du vent. — E. 41598, 42039. CDU 624.97 : 693.55.

169-98. Le nouvel hôpital civil de Renaix (Belgique). NOVGORODSKY (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 130-142, 25 fig. — Bâtiment de sept étages à ossature en béton armé. Fondations sur pieux, planchers en béton précontraint. — E. 42190. CDU 624.012.45/6 : 725.51 : 624.154.

170-98. Procédés pour le calcul rapide et la construction des ossatures métalliques d'immeubles et bâtiments industriels. GUILLAUMONT (J.); Edit.: Librairie Desforges, 29, Quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. (1955), 1 broch. (24 × 32 cm), 40 p., nombr. fig., F 1 400. — Types d'ossatures métalliques. Détermination des charges, poteaux, hourdis, plancher. Bases de piliers très chargés. Charges verticales. Soudage des solives sur poteaux. Boulons et rivets : règles C. M. 46. Crénoma de fermes. — Tableaux des cornières simples ou doubles. Nouveaux matériaux pour cloisons et couvertures. Toitures. Fermes à trois articulations. Ferme-dortique. — E. 42055. CDU 624.014 (03).

Fac l Poutres. Dalles. Planchers.

171-98. Problèmes d'instabilité locale des barres en alliage léger chargées en bout (Local instability problems of light alloy struts). BULSON (P. S.); *Alumin. Develop. Ass.*, G.-B. (déc. 1955), Res. Rep. n° 29, 73 p., 106 fig., 32 réf. bibl. — Objet des recherches. Théorie et recherches expérimentales. Résultats des essais. Discussion des résultats. — E. 41126. CDU 624.075.2 : 691.771 : 620.16.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes.

Coupoles. Arcs.

172-98. Les nouveaux ateliers d'imprimerie de la Banque d'Angleterre à Debden (Essex). *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 153-158, 11 fig. — Bâtiment principal de 240 m de longueur dont la couverture est portée par des arcs en béton précontraint de 38 m de portée reposant sur des péroirs. — E. 42190. CDU 624.91 : 624.072.32 : 693.56.

173-98. Structures. — *Archit. auj.*, Fr. (mars 1956), n° 64, 101 p., nombr. fig. — Numéro présentant de nombreux exemples de couverture en voiles minces. — E. 41789. CDU 69.024.4.

174-98. Les toitures suspendues et les voilures. OTTO (F.); *Archit. auj.*, Fr. (mars 1956), n° 64, p. 56-63, 43 fig. — E. 41789. CDU 624.074.4 : 69.024.4.

175-98. Couverture en sheds en voiles minces de béton précontraint (Over de uitvoering van de voorgespannen schaaldaken van de fabriek voor de N. V. C. Jamin te Oosterhout (N. Br.). BAAS (J. G.); *Ingenieur*, Pays-Bas (18 mai 1956), n° 20, p. Bt47-Bt53, 10 fig. (résumé anglais). — Description d'un bâtiment industriel à Oosterhout (Pays-Bas). — E. 42074. CDU 69.024.25 : 69.024.4 : 693.56.

176-98. Fermes d'ossature en arc de 73,75 m d'ouverture entre appuis pour un bâtiment destiné aux réunions sportives (Record wood arches span 242-ft arena). O'BRIEN (W. H.), BRASSEL (T. E.); *Engng. News Rec.*, U. S. A. (29 mars 1956), vol. 156, n° 13, p. 38-40, 4 fig. — Description du bâtiment Jai Alai Fronton à West Palm Beach. — Les douze fermes supportant le bâtiment sont en bois lamellé collé. Capacité : 3 500 spectateurs assis. — Détails d'assemblage des divers éléments. — E. 41581. CDU 624.91 : 624.072.32 : 694.2.

177-98. Les voiles minces et la couverture autoportante. GALANTAY (E.-Y.); *Archit. auj.*, Fr. (mars 1956), n° 64, p. 28-55, nombr. fig. — Notions fondamentales de calcul des voiles minces, caractéristiques des matériaux utilisés. Etude des différents systèmes : voiles développables et non développables. — E. 41789. CDU 624.074.4 : 69.024.4.

178-98. Couvertures en voiles minces à double courbure en béton armé, préfabriqués et reposant sur une base rectangulaire (Precast reinforced concrete shell roofs with double curvature over rectangular base). DOGANOFF (I.); *Prefabrication*, G.-B. (mai 1956), vol. 3, n° 31, p. 310-316, 21 fig. — Etude de couvertures en voiles minces réalisées avec des éléments préfabriqués en béton armé. — E. 42232. CDU 69.024.4 : 693.55 : 69.057.1.

179-98. Couverture de grande portée de forme prismatique réalisée au moyen de dalles minces en béton précontraint (Thin slabs are formed into a space-structure and prestressed so that folded plate roof spans big bays). *Engng. News Rec.*, U. S. A. (19 avr. 1956), vol. 156, n° 3, p. 51-52, 54, 5 fig. — Description de la couverture d'un bâtiment industriel à Los Angeles (biscuiterie Landendorf). Emploi de béton léger. Eclairage par lanternes. — E. 41879. CDU 69.024.4 : 693.56.

Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS

Fad j Cloisons. Plafonds.

180-98. Cloisons (Sciány dzialowe). KRZYWICKI (Cz.), KUKLINSKI (E.); *Prace Inst. Tech. Budowl.*, Pol. (1953), n° 165, Série E. n° 17, 9 p., 24 fig. — Description détaillée (avec dimensions normalisées des panneaux) des types suivants : panneaux ciment-copeaux, plâtre-copeaux, roseau, paille, feutre, tourbe, carreaux de plâtre, divers. Aperçu critique sur les domaines d'application. — E. 29030. CDU 69.022.51.

Fe BATIMENT EN GÉNÉRAL

Feb HABITATIONS

Feb me Immeubles sociaux.

181-98. Résidence Universitaire d'Antony. VACHER (G.); *Bâtir*, Fr. (mai 1956), n° 58, p. 32-39, 19 fig. — E. 42077. CDU 728.2 : 727.3.

Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fed la Alimentation en eau.

182-98. Expériences effectuées sur des modèles d'un canal en galerie percée dans la roche, avec fond revêtu de béton et parois revêtues de gunite (Esperienze su modello di un canale in galleria scavata in roccia, con fondo rivestito e pareti gunitate). MARCHETTI (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (sep. 1954), n° 9, p. 662-671, 15 fig. — (Voir analyse de cette article dans notre D. T. 83 de mars-avr. 1955, n° 213). — E. 42214. Trad. E. D. F. n° 365, 19 p., 15 fig. h.-t. CDU 69.025.331.5 : 628.14 : 624.19.

Fed m Hygiène publique.

183-98. Les eaux usées industrielles (Industrie-Abwasser). MEINCK (F.), STOOFF (H.), KOHLSCUTTER (H.); Edit.: G. Fischer, All. (1956), 1 vol., viii + 528 p., 162 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1905 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 42023. CDU 628.3 : 628.5 (03).

184-98. Recherches sur le procédé des bones activées pour l'épuration des eaux usées (Untersuchungen über das Belebtschlammverfahren für die Reinigung von Abwasser). PASVEER (A.); *Gesundheitsingenieur*, All. (1955), n° 21-22, p. 332-340, 20 fig. — E. 42102. CDU 628.33.

185-98. Evacuation des déchets radioactifs liquides et solides (Disposal of radioactive liquid and solid wastes). SIMON (R. H.); *United States Atomic Energy Commission (Knolls Atomic Power Laborat. Schenectady, New York)*, U. S. A. (28 déc. 1951), AECU-1837, 17 p., 6 fig. — Méthodes adoptées par le Laboratoire d'énergie atomique de Knoll. — E. 42058. CDU 628.54 : 539.1.

Fed n Génie rural. Irrigations.

186-98. Les canaux du système d'irrigation de Gezira et les caractéristiques des installations de pompage de Gonedid dans le Soudan (The canals of the Gezira canalization scheme and the design of the Gonedid pump scheme in the Sudan). MATTHEWS (I. S. G.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (avr. 1956), Part III : Engng Div., vol. 5, n° 1, p. 233-261, 25 fig., 7 fig. h.-t., 3 réf. bibl. — Etude du système d'irrigation par canaux dans la région comprise entre le Nil Bleu et le Nil Blanc au sud de Khartoum. Description des installations. — E. 41792. CDU 626.8 : 626.1 : 628.12.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

Fib1 Dépôts de marchandises.

Marchés.

187-98. Construction d'une halle avec portiques préfabriqués sur le chantier (Bau einer Halle mit stehend vorgefertigten Rahmen). VAJDA (P); *Bautechnik*, All. (mai 1956), n° 5, p. 182-184, 11 fig., 3 réf. bibl. — Etude d'une halle construite pour le laboratoire de l'Institut d'Hydraulique de Budapest. Portiques à deux articulations préfabriquées en position verticale. — E. 42062.

CDU 69.057.1 : 624.072.33 : 693.55.

Fib n Production d'énergie.

Barrages.

188-98. Avantages économiques et intérêt technique des modèles d'ouvrages hydrauliques pour l'étude de l'aménagement de la rivière Niagara (Economic and design advantages of Niagara hydraulic models). BRYCE (J. B.); *Engng J.*, Canada (déc. 1955), vol. 38, n° 12, p. 1663-1670, 1674, 17 fig. — Etude d'un important programme d'essais sur modèles et résultats de ces essais. — E. 41938.

CDU 69.001.5 : 626.

189-98. Etudes. Projets. Travaux en basse Seine. BLOSSET (M.), MEO (G.), MOINEAU (L.); *Travaux*, Fr. (mai 1956), n° 259, p. 241-252, 19 fig. — Etude des débits de la Seine en aval de Gennevilliers, modèles réduits du barrage et des écluses de Notre-Dame-de-la-Garenne et essais effectués par le Laboratoire national d'Hydraulique de Chatou, Barrage d'Andrésey en cours de reconstruction. Ecluses accolées en projet. Industrialisation des rives de la Basse-Seine. — E. 41639. CDU 626 : 627.1/8.

190-98. L'aménagement du tiers central du bas Rhône. HENRY (M.); *Travaux*, Fr. (mai 1956), n° 259, p. 287-302, 21 fig., 7 réf. bibl. — Principes de l'aménagement, étude de la solution d'ensemble adoptée comprenant cinq chutes dont celle de Donzère-Mondragon déjà réalisée. Mode d'exploitation des usines, navigation dans les retenues, prises d'eau, canaux d'amenée, écluses, canaux de fuite. — E. 41639. CDU 627.8 : 627.15.

191-98. L'évolution de la construction des barrages et l'incidence de cette évolution sur le coût et la qualité de l'énergie. MARCELLO (Cl.); *Union internationale des Producteurs et Distributeurs d'Energie électrique*, 12, Place des Etats-Unis, Paris, Fr. — Congrès de Londres, 19-27 septembre 1955, n° II. 3, *Comités d'Etudes de la Production hydraulique*. — 15 p., 8 fig. (en français). — Caractéristiques d'ensemble des barrages du groupe alpin et des barrages appartenant à d'autres groupes orographiques. — Etude du prix de revient de l'énergie. — E. 40986. CDU 627.8 : 621.311.

192-98. Evolution des schémas d'utilisation des cours d'eau en fonction des progrès réalisés dans les constructions souterraines. Opportunité technique et économique des usines de détente au pied des barrages de grande hauteur pour réduire la pression dans les galeries d'amenée. SEMENZA (C.); *Union internationale des Producteurs et Distributeurs d'énergie électrique*, 12, Place des Etats-Unis, Paris, Fr. — Congrès de Londres, 19-27 septembre 1955, n° II. 2. — *Comité d'Etudes de la Production Hydraulique*. — 15 p., 10 réf. bibl. (en français). — Contribution apportée à l'étude des schémas d'utilisation des cours d'eau par les progrès réalisés dans les constructions souterraines, étude des frais de construction de quelques galeries percées en Italie au cours des dernières années. Importance du travail en

souterrain dans les constructions hydroélectriques actuelles. — E. 40985.

CDU 624.196 : 627.84/88.

193-98. L'aménagement hydroélectrique Piave-Boite-Mac-Vajont. Dispositifs de manœuvre, de fermeture et de sécurité appliqués aux barrages et aux conduites en pression (Impianto Piave-Boite-Mac-Vajont. Dispositivi di manovra, di chiusura e sicurezza applicati ai serbatoi e alle condotte in pressione). SABBADINI (Q.), GHETTI (L.); *Energ. elettr.*, Ital. (avr. 1956), n° 4, p. 385-405, 19 fig. — E. 42154.

CDU 627.8.

194-98. L'aménagement hydroélectrique de la partie supérieure de la vallée de Tumut (Austral). (The upper Tumut works). CAMPBELL (D. E.), PINKERTON (I. L.), BRAY (A. N. G.), FROST (A. C. H.); *J. Instn Engrs Austral.*, Austral. (jan.-fév. 1956), vol. 28, nos 1-2, p. 1-27, 37 fig., 5 réf. bibl. — Etude du programme d'aménagement et description des divers ouvrages prévus ou actuellement en cours de construction. — E. 41939.

CDU 627.8 : 627.1.

195-98. Le rôle du barrage d'Eupen dans l'alimentation en eau de l'agglomération liés geoise. LEMOINE (H.); *Centre belge Et. Docum. Eaux*, (CEBEDEAU) Belg. (avr. 1956), n° 64, p. 160-165, 2 fig., 1 réf. bibl. — Calcul des besoins en eau, description du barrage de la Vesdre à Eupen. Barrage-poids en béton de 63 m de hauteur et de 409,45 m de longueur alimentant une centrale électrique. — E. 42193.

CDU 627.8 : 628.1.

196-98. La construction du barrage de Sakuma au Japon (Japan's Sakuma project : lesson in big-league dam building); *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (19 avr. 1956), vol. 156, n° 16, p. 38-40, 42-44, 10 fig. — Barrage-poids en béton de 153,5 m de hauteur et de 294,15 m de longueur. — Description générale de l'aménagement qui sera prochainement terminé. — E. 41879. CDU 627.8.

197-98. L'aménagement hydroélectrique de la Grande Dixence. CHOISY (E.); *Mém. Soc. Ingrs civ. Fr.*, Fr. (mars-avr. 1956), n° 2, p. 113-123, 5 fig. — Etude générale de l'aménagement, description détaillée du chantier de bétonnage conçu pour une production de 5 000 m³ par jour. — E. 42230. CDU 627.8.

198-98. Le barrage de Pieve di Cadore (Italie). Mesure des températures pendant la période 1948-1952 (Diga di Pieve di Cadore. Misura di temperatura nel periodo 1948-1952). ROSSI LEIDI (L.); *Acqua*, Ital. (mars-avr. 1956), nos 3-4, p. 54-62, 10 fig. — Température des parements, distribution des températures à l'intérieur de l'ouvrage, détermination du coefficient de conductibilité interne du béton. — E. 42220. CDU 627.8 : 536.5.

199-98. Le chantier de construction du grand barrage de Table Rock, U. S. A. (Table Rock dam. Proving ground of new ideas). SMITH (A. C.); *Constr. Methods*, U. S. A. (avr. 1956), vol. 38, n° 4, p. 62-66, 7 fig. — Etude de l'organisation et de l'appareillage moderne utilisé pour la construction du barrage en béton de Table Rock dans l'Etat de Missouri. — E. 41904. CDU 627.8 : 69.05.

200-98. Centrale hydroélectrique à commande automatique. Equipement moderne de la centrale d'Errochty (G.-B.) (Automatically controlled hydro-electric plant. Modern equipment at Errochty power station). *Engineering*, G.-B. (1^{er} juin 1956), vol. 181, n° 4708, p. 431-434, 8 fig. — Etude de l'aménagement comprenant un barrage à contreforts en béton de 39,6 m de hauteur et de 341,4 m de longueur. — E. 42352. CDU 621.311.21 : 627.8.

201-98. L'aménagement hydroélectrique de Bersimis-Lac Cassé (Bersimis-Lac Cassé hydroelectric power development). ROUSSEAU (F.);

Engineering J., Canada (avr. 1956), vol. 39, n° 4, p. 373-387, 22 fig. — Exposé des raisons qui ont dicté le choix du site, description des ouvrages, notamment des barrages en enrochements de Bersimis et de Lac Cassé et des ouvrages souterrains de régularisation. — E. 42251. CDU 627.8.

202-98. Le barrage Davis et sa centrale hydroélectrique. Données techniques sur les calculs et la construction (Davis dam and powerplant. Technical record of design and construction). *U. S. Dept. Inter., Bur. of Reclam.*, U. S. A. (juin 1955), 1 vol., xviii + 415 p., 276 fig. — Voir analyse détaillée B. 1898 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41722. CDU 627.8 : 627.15 (03).

203-98. Détermination rapide de la teneur en eau et son influence sur le calcul des barrages en terre (Rapid determination of moisture content and its influence on earth dam control). JODGSON (J. D.), WYLIE (R. G.), DOUGLAS (A. C.), HARPER (A. F. A.); *Engineering*, N.-Zél. (15 mars 1956), vol. 2, n° 3, p. 71-75, 7 fig., 5 réf. bibl. — E. 41872.

CDU 624.131.6 : 627.8 : 691.4.

204-98. L'effet de la sous-pression sur les profils des barrages-poids (The effect of uplift on gravity-dam profiles). BROWN (E. H.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (avr. 1956), Part III : *Engng Div.*, vol. 5, n° 1, p. 196-212, 17 fig., 6 réf. bibl. — E. 41792. CDU 627.8.

205-98. Nouvelles conceptions dans les projets d'usines de basse chute. MARY (M.); *Union internationale des Producteurs et Distributeurs d'Energie électrique*, 12, Place des Etats-Unis, Paris, Fr. — Congrès de Londres, 19-27 septembre 1955, n° II. 7, *Comité d'Etudes de la Production hydraulique*, 8 p., 7 fig. — Exposé sur les recherches actuellement en cours en France en vue de diminuer le coût de premier établissement des usines de basse chute. — E. 40987. CDU 627.8.

206-98. La centrale hydroélectrique souterraine de Vinstra (Norvège) I. II. (fin). (Vinstra). *Water Power*, G.-B. (mars 1956), vol. 8, n° 3, p. 86-93, 11 fig., 1 réf. bibl.; (avr. 1956), n° 4, p. 150-156, 8 fig. — Description générale des installations de cette centrale en cours de construction. — E. 40780, 41244. CDU 621.311.21 : 624.134.

207-98. Une forme de construction de centrale au fil de l'eau particulièrement favorable du point de vue hydrodynamique : la centrale aménagée dans les piles de l'ouvrage. (Eine strömungstechnisch günstige Bauform für Flusskraftwerke in Pfeilerbauweise). EICKE (S.); *V. D. I.*, All. (11 mai 1956), vol. 98, n° 14, p. 771-778, 26 fig., 15 réf. bibl. — E. 42066. CDU 627.8.

208-98. Galeries et ouvrages spéciaux de l'aménagement hydroélectrique de Piave-Boite-Mac-Vajont (Ital.) (Gallerie e manufatti speciali dell'impianto Piave-Boite-Mac-Vajont). INDRI (E.); *Energ. elettr.*, Ital. (mars 1956), n° 3, p. 259-300, 44 fig. — Description des galeries de dérivation et des installations spéciales, notamment des ponts. — E. 41923. CDU 627.8.

209-98. Ouvrages de fuite et déversoir du barrage de Garrison sur le Missouri (Outlet works and spillway for Garrison dam, Missouri river, North Dakota). *Corps Engrs*, U. S. Army, *Waterways Experim. Stn*, Vicksburg, Miss., U. S. A. (mars 1956), Tech. Memor. n° 2-431, 57 p., 23 fig., 30 fig. h.-t., 88 pl. h.-t. — Description des modèles. Etude sur modèles réduits exécutés par le Laboratoire d'Hydraulique de Vicksburg. — E. 41680. CDU 532.5 : 627.8 : 69.001.5.

210-98. Influence de la température sur les contraintes dans les revêtements de galeries des ouvrages hydrauliques (Utjecaj temperature na napone u tunnelskoj oblozi). SABLJAK (R.);

Elektroprivreda, Yougosl. (mars 1956), n° 3, p. 117-122, 2 fig. (résumés français, anglais). — E. 41919. CDU 624.043 : 536 : 624.19 : 626.

211-98. Construction de galeries d'amenée de grand diamètre (Bau von Triebwasserstollen grösseren Querschnittes). HOFFGARTNER (E.); *Oesterr. Bauztg.*, Autr. (avr. 1956), n° 4, p. 69-76, 14 fig. — Exposé des procédés utilisés récemment en Autriche pour le percement et le bétonnage. — E. 42044. CDU 627.8 : 624.19.

212-98. Construction de la centrale électrique de Castle Donington (G.-B.) (Construction of Castle Donington power station). *Engineer*, G.-B. (25 mai 1956), vol. 201, n° 5235, p. 557-561, 9 fig. — Description de la centrale thermique. Radier en béton colloïdal, blocs de fondation en béton précontraint pour les turbo-alternateurs, charpente métallique soudée. — E. 42146. CDU 621.311.21 : 624.15 : 624.014.25.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fidja Routes.

213-98. Construction de routes avec des matériaux locaux et réseaux d'égout pour l'évacuation des eaux pluviales dans une zone urbaine (Soil base roads and stormwater drainage in an urban area). REINECKE (L. D.); *Trans. S. Afr. Instn civ. Engrs*, Afr. S. (avr. 1956), vol. 6, n° 4, p. 121-135, 12 fig., 4 réf. bibl. — E. 41883. CDU 625.7 : 691 : 628.24.

214-98. Compte rendu du Trente-Sixième Congrès de la « Canadian Good Roads Association » tenu à Banff du 13 au 16 septembre 1955 (Proceedings of the Thirty-Sixth Convention of the Canadian Good Roads Association, Banff, Alberta, September 13-16, 1955). Canadian Good Roads Assoc., 270 MacLaren Street, Ottawa 4, Canada (1955), 175 p., fig. — Compte rendu des travaux du Congrès consacré aux problèmes financiers, administratifs et techniques de la route. Proposition pour l'organisation de la recherche routière au Canada. Etablissement d'un programme de priorités pour les routes. La photogrammétrie et le tracé des routes. Diagnostic et traitement des glissements de terrain affectant les routes. Analyse pétrographique pour la détermination de la qualité des agrégats grossiers. Recherches et essais des mélanges bitumineux pour revêtements routiers dans l'Ontario. — E. 41956. CDU 625.7/8 : 061.3.

215-98. Route et sous-sol (Strasse und Untergrund). DÜCKER (A.); ESSERS (E.), JAHN (A.), KREUTZ (H.), LEUSSINK (H.), LORENZ (H.), REINHOLD (F.), SCHAIBLE (L.), SIEDEK (P.); *Forschungsarbeiten a.d. Strassenwesen*, All. (1955), Neue Folge n° 17, 55 p., 100 fig., nombr. réf. bibl. — (Edit. : Kirschbaum Verlag, Deutscher Ring 17, Bielefeld, All.). — Recherches géologiques concernant les glissements de terrain à Lauenburg/Elbe. — Etude des phénomènes constatés dans les sols de fondation non cohérents lors du compactage par vibration. Réalisation des couches inférieures de revêtements routiers avec des mélanges de sable, de gravillon et de pierre. Expériences récentes et notions nouvelles dans la construction de routes en sol-ciment. Mesure du rendement des bulldozers. Efficacité d'une couche de protection contre le gel de 30 cm d'épaisseur. Observations sur les avaries causées par le gel et le dégel. — E. 39833. CDU 625.73 : 624.138 : 699.83.

216-98. Le problème de la pénétration du gel dans la technique routière (The frost penetration problem in highway engineering). JUMIKIS (A. R.); Edit. : Rutgers University Press, U. S. A. (1955), 1 vol. xxiii + 162 p.,

nombr. fig., 64 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1899 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 41817. CDU 625.73 : 620.193 : 536.5 (03).

217-98. Sur les caractéristiques des mélanges goudron-bitume, des goudrons de bitume et des « cut-back » (Ueber die Eigenschaften von Teer-Bitumen-Mischungen, über Bitumentee und Verschnittbitumen). BECKER (W.); *Bitumen*, All. (avr. 1956), n° 3, p. 49-59, 12 fig., 33 réf. bibl. — Exposé de recherches effectuées en Allemagne. — E. 41940. CDU 691.16 : 625.75.

218-98. Sur le problème de la rugosité des revêtements routiers bitumineux (Zum Problem der Griffigkeit im bituminösen Strassenbau). SCHULZ (F.); *Bitumen*, All. (avr. 1956), n° 3, p. 63-66, 4 réf. bibl. — E. 41940. CDU 625.75.

219-98. Revêtements routiers bitumineux sur couches portantes en béton (Bituminöse Beläge auf Tragschichten aus Beton). ERLBNBACH (L.); *Bitumen*, All. (avr. 1956), n° 3, p. 59-62, 11 fig., 3 réf. bibl. — Etude de réalisations allemandes. — E. 41940. CDU 625.75 : 693.5.

220-98. Mise en place des émulsions de bitume pour revêtements routiers et son influence sur la prise (Arbeitsbedingungen für Bitumenemulsionen und ihr Einfluss auf das Abbindeverhalten). BIERHALTER (W.); *Bitumen*, All. (avr. 1956), n° 3, p. 67-73, 1 fig., 3 réf. bibl. — E. 41940. CDU 625.75.

221-98. Les appareils de mesure de la glissance des chaussées. BRESSOT (P.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (avr. 1956), n° 291, p. 39-46, 49-52, 25 fig., 4 réf. bibl. — Etude des appareils actuellement utilisés en différents pays d'Europe. — E. 41567. CDU 625.8 : 620.191 : 620.1.05.

Fidl Voies maritimes.

222-98. Le bief de Fessenheim du grand canal d'Alsace. BOUCHET (R.); *Travaux*, Fr. (mai 1956), n° 259, p. 225-234, 21 fig. — Description du canal d'amenée d'une longueur de 14,080 km, du canal de navigation long de 1900 m, des écluses. Etude du revêtement en béton des canaux. — E. 41639. CDU 626.1/4.

223-98. L'amélioration de l'alimentation en eau du canal du Centre. DESCHAMPS (J.); *Travaux*, Fr. (mai 1956), n° 259, p. 273-280, 12 fig. — E. 41639. CDU 626.2.

224-98. La nouvelle écluse de Couzon sur la Saône. CHAMBOREDON (R.), COSTET (J.); *Travaux*, Fr. (mai 1956), n° 259, p. 281-286, 14 fig. — Description de cette écluse qui aura une largeur utile de 12 m, une longueur utile de 165 m et une hauteur de chute de 3,8 m. — E. 41639. CDU 626.4.

225-98. Le nouveau port industriel de la « Planta Siderurgica Argentina » à San Nicolas (Argentine). COLE (L. T.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 177-182, 11 fig. — Quai d'une longueur de 680 m en béton armé. Fondations sur pieux Franki. — E. 42190. DU 627.33 : 693.55 : 624.154.

226-98. Nouveau système de maçonnerie pour construction d'ouvrages destinés à l'aménagement des cours d'eau et à la consolidation des terrains instables. — *Agence Européenne de Productivité*, Fr., *Condensés d'articles techniques*, n° A. E. P.-E.20. 529, 3 p., 5 fig. — (*Association française pour l'Accroissement de la Productivité* — A. F. A. P. — 11, rue du Faubg. Saint-Honoré, Paris). — Traduction analytique des articles de G. BONICELLI : « Briglie in muratura cellulare con intelaiatura di longarine a gancio » paru dans *Giornale del Genio civile*, mars-avril 1955, et

analysé dans notre Documentation Technique 87 de septembre 1955, article n° 275, et : « La longarina a gancio e la muratura cellulare » paru dans *Atti e Rassegna Technica*, juillet 1953. — E. 42108. CDU 627.4/5 : 624.92.

Fidp Voies aériennes.

227-98. Calcul des pistes en béton précontraint. COT (P. D.), BECKER (E.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (mai 1956), n° 292, p. 53-56, 59-66, 69-72, 27 fig. — Description de la voie de circulation de 430 m de longueur et de 25 m de largeur, construite sur l'aéroport d'Orly, résultats obtenus lors des essais de chargement répétés sur cette voie. Exposé d'une méthode de calcul des revêtements en béton précontraint. — E. 42047. CDU 629.139.1 : 693.56 : 624.04.

Fif OUVRAGES D'ART

Fifj Souterrains.

228-98. Travaux de construction à Baltimore. Le tunnel routier sous la rivière Patapsco (Quickest way through Baltimore : right through the Middle); *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (19 avr. 1956), vol. 156, n° 16, p. 58-62, 64, 7 fig. — Description des travaux de construction de ce tunnel routier. Emploi de tubes métalliques de 9,9 m de diamètre. — E. 41879. CDU 624.194 : 621.643.2 : 691.7.

229-98. Projet de concours pour un tunnel routier sous le Rhin à Cologne et considérations critiques sur l'adjudication (Wettbewerbentwurf für einen Strassentunnel unter dem Rhein in Köln mit kritischen Betrachtungen zur Ausschreibung). KRESS (H. H.); *Bautechnik*, All. (mai 1956), n° 5, p. 161-170, 23 fig., 37 réf. bibl. — E. 42062. CDU 624.194.

Fifm Ponts.

230-98. Deux ponts en béton précontraint avec poutres caissons constituées d'éléments préfabriqués traités sous vide (Two prestressed concrete bridges with hollow girders of precast vacuum-treated elements). MORANDI (R.), PICCINI (F.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1956), vol. 27, n° 7, p. 757-766, 10 fig. — Les poutres principales, composées d'éléments préfabriqués en béton traité sous vide, qui ont servi à la construction de deux ponts en Sicile, ont été mises en précontrainte selon un nouveau procédé breveté. Description de ces ouvrages, de l'équipement de précontrainte, étude du procédé de construction, essais sur modèles en vraie grandeur. — E. 41302. CDU 624.27 : 693.55.

231-98. Le nouveau pont « Schwedenbrücke » sur le canal du Danube à Vienne (Die neue Schwedenbrücke über den Donaukanal in Wien). ELLINGER (M.); *Oesterr. Bauztg.*, Autr. (avr. 1956), n° 4, p. 61-69, 11 fig., 1 réf. bibl. — Pont à poutres en béton précontraint à trois travées de 13,3, 55,4 et 13,35 m. Poutres principales précontraintes selon procédé Baur-Leonhardt. Fondations. — E. 42044. CDU 624.27.012.46 : 624.21.022.

232-98. Construction à Passau d'un pont biais à dalle en béton précontraint franchissant la voie ferrée (Umbau der Grünauer Strassenüberführung in Passau mit einer schiefwinkligen Spannbetonplatte). ERDMANN (W.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (mai 1956), n° 5, p. 97-104, 17 fig., 6 réf. bibl. — Ouvrage de 20,5 m de portée. — Epaisseur de la dalle variant entre 85 et 78,4 cm. — Calculs, disposition de l'armature de précontrainte, bétonnage de la dalle, mise en tension. — E. 42039. CDU 624.21.012.46 : 624.21.025.

233-98. **Le pont suspendu de Mackinac a été calculé de façon à obtenir une stabilité aérodynamique complète** (Mackinac bridge designed for complete aerodynamic stability). STEINMAN (D. B.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (mai 1956), vol. 26, n° 5, p. 37-41, 8 fig. — Exposé des principes appliqués dans l'étude de ce pont dont la construction a commencé en 1954 et qui doit être achevé en 1957. Compte rendu d'essais au tunnel aérodynamique. — E. 42114. CDU 624.5 : 624.04 : 533.6.

234-98. **Pile sur caisson pneumatique pour la plus grande passerelle pour pipeline du monde** (Pneumatic caisson pier for world's longest pipeline suspension bridge). NEWELL (J. N.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (mai 1956), vol. 26, n° 5, p. 51-55, 7 fig. — Passerelle suspendue à travée principale de 655,5 m de longueur sur le Mississippi. Caractéristiques du sol de fondation, mise en place d'un caisson pneumatique. — E. 42114. — CDU 624.157.3 : 624.5 : 621.643.2 : 662.75.

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Foc Entretien. Réparations.

235-98. **Réfection en béton frais de la couche d'usure des revêtements routiers en béton** (Bonded concrete resurfacing concrete pavements). *Constr. Rev.*, Austral. (avr. 1956), vol. 29, n° 4, p. 21-31, 5 fig., 14 réf. bibl. — Essais de laboratoire et expériences en campagne pour la mise au point d'une méthode garantissant une bonne adhérence entre le revêtement usé et le béton frais. — E. 42256. CDU 625.84 : 624.21.059.25.

236-98. **Travaux de consolidation et étanchement des maçonneries des ponts-canaux.**

FAURE (R.); *Travaux*, Fr. (mai 1956), n° 259, p. 263-270, 22 fig. — Restauration du pont-canal du Guétin, réparation du pont-canal du Roudon, consolidation du pont-canal de l'Odde. — E. 41639.

CDU 624.7 : 626.1 : 624.21.059.

237-98. **Emploi de vérins pour redresser les poteaux métalliques d'un garage de huit étages, qui s'étaient inclinés** (Plumbing tilted garage). *Engng. News-Rec.*, U. S. A. (3 mai 1956), vol. 156, n° 18, p. 25, 1 fig. — Exposé des mesures prises pour la préservation de ce bâtiment de 8 étages dont les planchers sont constitués de dalles de grandes dimensions mises en place par levage. — E. 42043.

CDU 69.059.32 : 624.94.

Fod Modifications. Démolitions.

Désordres.

238-98. **Barrage de la Chaudanne. Consolidation des appuis.** WEINCAERTNER (P.), JARRIGE (J. de la); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (avr. 1956), t. 11, n° 4, p. 99-106, 10 fig. — Barrage en voûte mince avec usine de pied de barrage. Travaux de consolidation des appuis après l'éboulement du 25 novembre 1950. — E. 41806. CDU 627.8 : 624.078.5 : 624.21.059.

239-98. **Désordres constatés dans des bâtiments en béton armé** (Schäden in Stahlbetonbauten). SALIGER (R.); *Z. österr. Ingr.-Architekten-Ver.*, Autr. (3 mai 1956) n° 9/10, p. 109-111. — Quelques exemples de désordres survenus à des bâtiments. Erreurs de calculs, défauts des matériaux. — E. 41895. CDU 624.21.059 : 624.012.45.

240-98. **Flambement d'une voile mince en béton armé en forme de calotte à double courbure** (The buckling of a spheroidal shell curved in two directions). CSONKA (P.); *Acta Tech. Hongr.*, (1956), t. 14, n° 3-4, p. 425-437, 5 fig., 8 réf. bibl. — (résumés russe, français, allemand). — Etude de la déformation d'une voile mince de 6 cm d'épaisseur recouvrant un bâtiment rectangulaire de 18,4 × 19,4 m. Le flambement s'est produit trois ans après la construction de la couverture, sous l'effet de la charge de la première chute de neige importante. — E. 42069.

CDU 624.075.2 : 624.074.4 : 693.55.

241-98. **Constatacion et recherche des causes de désordres dans les constructions** (Ermittlung, Auswertung und Beurteilung von Bauschäden); *Dtsch. Bauz.*, All. (mai 1956), n° 5, p. 521-529, 40 fig. — Compte rendu d'une enquête effectuée en Allemagne sur les avaries et principalement les fissurations constatées dans des bâtiments d'habitation réalisés récemment selon les nouveaux procédés de construction. — E. 41966. CDU 624.21.059.2 : 728.

242-98. **Emploi des isotopes radioactifs pour contrôler le mouvement des eaux souterraines** (El empleo de isótopos radioactivos para comprobar el movimiento de las aguas subterráneas). SANKEY FOX (C.); *Ingenieria*, Argentine (août 1951), n° 914, p. 305-307, 2 fig. — Mode opératoire employé pour étudier le problème des pertes d'une retenue d'eau en Egypte. Utilisation de chlorure de rubidium rendu radioactif. — E. 42210. Trad. E. D. F. n° 203, 4 p. CDU 624.131.6 : 627.8 : 532.5.

II. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.

B-1893. **Techniques de l'ingénieur. Electro-technique.** — Techniques de l'ingénieur; 21, rue Cassette, Paris, Fr. (15 avr. 1956), *Mise au courant* n° 4, 45 p., fig. — Cette mise au courant « Electro-technique n° 4 » fait partie de l'abonnement servi aux lecteurs de l'ouvrage « Techniques de l'ingénieur »; elle comprend six fiches de mise à jour pour les articles : E. JOSSO. — « Propriétés électriques et magnétiques des alliages fer-nickel et fer-cobalt », avec chapitre documentation, index bibliographique, lexique technique en cinq langues. — P. DEVOUASSOU. — « Appareils de manutention », avec documentation sur la sécurité des appareils de levage. — LE BESCOND. — « Application du courant continu à la marine marchande et appareillage ». — S. DMITRIEF. — « Coupe-circuit à fusibles haute tension ». — L. EPELBOIN. — « Polissage électrolytique », avec organismes à consulter, normes françaises et étrangères, brevets, index bibliographique. — La mise au courant « Electro-technique » n° 4, comprend en outre un nouvel article : « Electro-aimants industriels » par S. KOHN, qui traite des questions ci-après : généralités sur la classification des électro-aimants, principales applications, caractéristiques et formes générales, application des théories générales d'électromagnétisme aux électro-aimants; problèmes de pratique industrielle. — E. 41828.

B-1894. **Leçons sur la résistance des matériaux. II.** — DREYFUS (Ed.); Edit. : Eyrolles, 61, Boulevard Saint-Germain, Paris, Fr. (1956), 1 vol. (16 × 25 cm), 544 p., 277 fig., 2 pl. h.-t.,

F 3 900. — L'ouvrage reproduit la matière du cours professé par l'auteur dans diverses écoles et s'adresse aux ingénieurs-élèves des Ecoles d'application, aux élèves des grandes Ecoles d'enseignement technique et aux cadres des bureaux d'études. — Le tome II étudie dans la première partie les résistances élémentaires et les résistances composées des pièces prismatiques droites : traction simple et compression simple, cisaillement simple ou glissement, flexion simple droite, flexion simple déviée, torsion simple, flexion composée, pièces droites chargées en bout, flambement. — La deuxième partie expose quelques méthodes spéciales d'étude interne : statique graphique, charges mobiles, lignes d'influence, charges variables, systèmes articulés plans, treillis. — La troisième partie est consacrée à l'étude externe détaillée d'une poutre droite à une travée isostatique ou hyperstatique. — Notion d'encastrement, poutres à appuis intermédiaires, cantilevers, relations entre les moments fléchissants sur appuis, les pentes sur appuis et les moments statiques des aires des diagrammes, des moments fléchissants. — Utilisation des foyers pour la définition de l'encastrement partiel. — E. 42364.

B-1895. **Neuvième Congrès international de la Couverture, Plomberie, Installations sanitaires. Rome, 28-30 mai 1956.** — Union internationale de la Couverture, Plomberie, Installations sanitaires, Gaz et Hydraulique générale, 3, rue de Lutèce, Paris, Fr. (1956), 1 vol. (21 × 26,5 cm), 256 p., nombr. fig. — Texte des rapports préliminaires sur les questions

ci-après : 1° Recherche des moyens d'accroissement de la productivité par l'étude des rapports de la profession avec le maître de l'œuvre (architecte et ingénieur), les autres corps d'état, la clientèle. — 2° Moyens d'exécution de l'entreprise gros outillage tant à l'atelier qu'au chantier. — Manutention. — 3° Etude des possibilités d'économies à réaliser dans les installations d'eau, de vidange, de gaz. — 4° Evolution de la technique de l'emploi de l'aluminium en couverture depuis le Congrès d'Anvers. Emploi de la soudure à haute et à basse température. — 5° Isolation des couvertures métalliques. — 6° Sous-toitures. — Communications sur les appareils anti-béliers et sur l'évolution de l'emploi des matières plastiques depuis le Congrès de Salzbourg. — Rapports de synthèse des questions 1, 2, 3 et ci-dessus. — E. 42461.

B. 1896. **Manuel des mesures hydrauliques** (Water measurement manual). U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Building 55, Denver Federal Center, Denver 2, Colorado, U. S. A. (mai 1953), 1 vol. (11 × 18,5 cm), xiii + 271 p., 117 fig. — Ouvrage destiné essentiellement au personnel des services d'irrigation. Il décrit les procédés les plus utilisés par les services américains pour la mesure du débit des eaux destinées à l'irrigation : déversoirs, orifices noyés, canaux Parshall, et donne de brèves indications sur les autres méthodes connues. Il est complété par de nombreux tableaux numériques pour le calcul des débits par les différents procédés. — E. 41728.

B-1897. **Manuel du soudage** (Welding manual). U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Building 55, Denver Federal Center, Denver 2, Colorado, U. S. A. (juin 1953), 1 vol. (11 × 18,5 cm), viii + 208 p., 78 fig., 1 fig. h.-t. en couleur. — L'ouvrage s'adresse aux ingénieurs et techniciens chargés de l'étude, de la construction, du contrôle et des essais de récipients en pression, tuyauteries et ouvrages soudés utilisés par le Bureau of Reclamation des U. S. A. — Il fournit sous une forme succincte et pratique les données essentielles pour la réalisation des conduites, réservoirs, équipements hydrauliques, ponts et bâtiments. Procédés de soudage, types de joints, outillage de soudage. Caractéristiques de l'acier et des électrodes. Règlements et spécifications. Soudage des tuyauteries et des réservoirs en acier. Contrôle et essai des soudures. Soudage de la fonte, de l'acier, du cuivre, de l'aluminium. Rechargement et métallisation. — Bibliographie. — Glossaire des termes techniques relatifs à la métallurgie et à la technique du soudage. — E. 41726.

B-1898. **Le barrage Davis et sa centrale hydroélectrique. Données techniques sur les calculs et la construction** (Davis dam and powerplant. Technical record of design and construction). U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Building 55, Denver Federal Center, Denver 2, Colorado, U. S. A. (juin 1955), 1 vol. (20 × 26,5 cm), xviii + 415 p., 276 fig. — Le barrage Davis est un barrage en terre et en enrochements de 60,95 m de hauteur totale et de 487,7 m de long, construit par le bureau of Reclamation des U. S. A. pour la régulation du cours inférieur de la rivière Colorado, et la fourniture d'énergie électrique. — Le présent ouvrage est consacré à l'étude détaillée de cet aménagement qui a été terminé en 1953. — Aperçu historique et description générale. Géologie du site, travaux de fondation. Calculs préliminaires, caractéristiques générales du barrage, du déversoir, des ouvrages de fuite, des conduites forcées, des vannes. Etude de la centrale. — Organisation des chantiers de construction, production, transport et mise en œuvre du béton. — Bibliographie. — E. 41722.

B-1899. **Le problème de la pénétration du gel dans la technique routière** (The frost penetration problem in highway engineering). JUMIKIS (A. R.); Edit.: Rutgers University Press, New Brunswick, New Jersey, U. S. A. (1955), 1 vol. (17,5 × 25,5 cm), xxiii + 162 p., nombr. fig., 64 réf. bibl. — Le présent ouvrage constitue une introduction à l'étude des problèmes fondamentaux posés par le phénomène complexe de la pénétration du gel dans les sols des chaussées et des pistes d'envol des aéroports. — La première partie étudie les caractéristiques propres de la chaussée, examine les divers facteurs qui occasionnent des dommages aux routes et aux pistes, et expose le problème de la pénétration du gel. — La deuxième partie traite des nombreuses théories qui ont été présentées à ce sujet, basées sur la connaissance des conditions de transmission de la chaleur dans les sols et de la géotechnique. — La troisième partie est consacrée à la discussion des mesures de lutte contre les dommages dus au gel et à l'application des données théoriques en vue de la solution pratique des problèmes de pénétration du gel dans le sol. — E. 41817.

B-1900. **L'essai et le contrôle des matériaux** (The testing and inspection of engineering materials). DAVIS (H. E.), EARL TROXELL (G.), WISKOCIL (C. T.); Edit.: McGraw-Hill Publishing Company Ltd., McGraw-Hill House, 95 Farringdon Street, Londres, EC4, G.-B. (1955), 2^e édit., 1 vol. (16 × 23,5 cm), xv +

431 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., s. 49/—. — L'ouvrage est divisé en deux parties consacrées, l'une aux notions générales sur les essais, l'autre à l'étude des différents procédés et appareillages d'essais en Laboratoire, et d'abord des procédés comportant l'emploi de la plupart des appareils courants. — Pour tenir compte des progrès récents, cette partie comprend en outre la description détaillée des nouveaux procédés et appareils tels que ceux utilisés pour la mesure de la microdureté, et étudie les nouveaux essais non destructifs de la matière, la détection des défauts par les ultrasons, les essais de choc aux basses températures. Sont également traités les problèmes relatifs aux essais de poteaux, de poutres, de ressorts en hélice, et l'emploi des extensomètres. — E. 41535.

B-1901. **Evaluation des crues et mesures de protection contre les inondations** (Flood estimation and control). RICHARDS (B. D.); Edit.: Chapman and Hall, 37 Essex Street, Londres, W. C. 2, G.-B. (1955), 3^e édit., 1 vol. (14,5 × 22,5 cm), xiii + 187 p., 87 fig., 1 pl. h.-t., s. 35. — Les problèmes posés par les crues ont une très grande importance pour les ingénieurs chargés de l'étude et de la construction des réservoirs, canaux pour l'évacuation des crues, routes, voies ferrées. — Le présent ouvrage constituera pour eux un guide précieux dans lequel ils trouveront toutes les données théoriques et pratiques nécessaires. Etude des facteurs affectant l'intensité, la durée et le volume des crues. Présentation des différentes formules de calcul des crues. Intensité des précipitations. Coefficients employés pour l'évaluation des crues : superficie du bassin versant, déclivité, intensité des précipitations. Courbes des crues, hydrographie. — Construction des réservoirs régulateurs et des bassins de retenue, choix de l'emplacement, caractéristiques des barrages et vannes. Réservoirs régulateurs et bassins de retenue en série. Relations entre l'érosion du sol et les crues. — Exemples de calculs de crues. — E. 41980.

B-1902. **Résistance et élasticité des matériaux. IV. Solutions aux questions posées aux examens (de l'Université de Londres)** (Strength and elasticity of materials. IV. Solutions to examination questions). BROOKS (W. H.); Edit.: MacDonald and Co, Publishers Ltd., 16 Maddox Street, Londres W. 1, G.-B. (1956), 1 vol. (14,5 × 22,5 cm), 464 p., 349 fig., s. 35/—. — L'ouvrage complète la série des volumes précédents et expose de façon détaillée les solutions aux questions posées aux examens de l'Université de Londres. — Poutres simplement appuyées, poutres encastées, flèches des poutres prismatiques et de section variable. Poutres mixtes, barres de section constante ou variable. Contraintes dans les barres courbes de faible section et de grande courbure. — Contraintes thermiques et déformations des barres et des cylindres. Distribution des contraintes de cisaillement dans les poutres et consoles et déformations dues au cisaillement. Application du théorème de Castigliano. Calcul des ressorts en hélice. Vibration périodique des systèmes en charge. Flexion dissymétrique et composée. Chargement dynamique de ressorts, consoles, poutres. — E. 41609.

B-1903. **Les constituants du béton et la mise en œuvre du béton** (Concrete materials and practice). MURDOCK (L. J.); Edit.: Edward Arnold, publishers, Ltd., 41 Maddox Street, Londres, W. 1, G.-B. (1955), 2^e édit., 1 vol. (14,5 × 22 cm), viii + 367 p., 257 fig., 68 réf. bibl., s. 40/—. — Le présent ouvrage constitue un guide pratique très complet donnant un large aperçu de la technique de mise en œuvre du béton, et une attention particulière à été

donnée à la transposition sur le chantier des données acquises grâce aux essais et aux recherches. — Propriétés du béton, caractéristiques des agrégats, du ciment, des produits d'addition. Rapport eau-ciment, ouvrabilité et ségrégation, dosage, malaxage, transport, mise en place, compactage, traitement après prise, traitement de finition. Coffrages, armatures, béton précontraint. Construction de routes, d'ouvrages hydrauliques, tunnels, confection de pieux, planchers. Eléments préfabriqués. Durabilité, contrôle de qualité, essais. — E. 41425.

B-1904. **Propriétés de l'aluminium et de ses alliages** (The properties of aluminium and its alloys). The Aluminium Development Association, 33 Grosvenor Street, Londres, W. 1, G.-B. (déc. 1955), 1 vol. (14 × 21,5 cm), *The A.D.A. Information Bull.* n° 2, 204 p., 46 fig. — Normes britanniques. Poids spécifique, densité, propriétés thermiques et électriques. — Conditions exigées pour les essais mécaniques et description des méthodes d'essai. — Emploi de l'aluminium pour les conducteurs électriques. Alliages spéciaux, aluminium en poudre, aluminium fretté. — Elasticité, résistance à la compression, au cisaillement, à la fatigue. Propriétés de différents alliages d'aluminium aux températures élevées. Fluage. Propriétés aux basses températures. Recommandations générales pour le choix des alliages à utiliser. — E. 41820.

B-1905. **Les eaux usées industrielles** (Industrie-Abwässer). MEINCK (F.), STOOFF (H.), KOHLSCHÜTTER (H.); Edit.: Gustav Fischer Verlag, Eberhardstrasse 10, Schliesfach 431, Stuttgart S. All. (1956), 2^e édit., 1 vol. (16,5 × 24 cm), viii + 528 p., 162 fig., nombr. réf. bibl., DM. 48. — L'ouvrage est consacré à l'étude du problème posé par le volume croissant des eaux usées industrielles et s'adresse aux techniciens chargés de l'étude des procédés d'épuration. — Origine, volume, composition et caractéristiques des eaux résiduaires. — Considérations générales sur l'évacuation de ces eaux, prescriptions réglementaires, raccordement aux réseaux d'égouts urbains, filtration dans le sous-sol, utilisation comme engrais, destruction. Considérations techniques dictant le choix des installations d'épuration. — Etude des eaux usées industrielles selon leur origine et leur composition : eaux résiduaires des industries minière, sidérurgique, chimique, alimentaire, des installations de traitement des déchets de plantes et d'animaux, des industries de la cellulose et du papier, de l'industrie textile, des tanneries, fabriques de colle et de matières synthétiques. Toxicité pour les animaux et les plantes. Influence du degré de pollution et du rapport de dilution des eaux résiduaires. — E. 42023.

B-1906. **Instructions de service pour l'exécution d'un travail, déroulement d'un programme d'opérations, études sur l'organisation du travail** (Arbeitsanweisungen, Arbeitsabläufe, Arbeitsuntersuchungen). LOHMANN (E.); Edit.: Betriebswirtschaftlicher Verlag Dr. Th. Gabler, Taunusstrasse 54 (Fach 11), Wiesbaden, All. (1955), 1 vol. (14,5 × 21 cm), 105 p., 34 fig., 1 pl. h.-t., DM. 5,60. — L'ouvrage constitue un guide pratique pour les services chargés de l'organisation du travail dans les entreprises. — Il étudie le problème des instructions de service, circulaires, ordres de service; objet de ces instructions, règles à observer lors de leur établissement, rédaction, présentation. Exemples et commentaires. — Déroulement des différentes opérations selon un plan coordonné. — Règles à observer dans les études sur l'organisation du travail et dans l'établissement des planning de travail. — Importante bibliographie. — E. 41423.

(Reproduction interdite)

TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION (III)

Déjà paru dans la même série au 30 septembre 1956 :

- N° 1. — M. LEPINGLE. Comment lutter contre la corrosion des matériaux de construction.
- N° 2. — C. CAMERMAN. Sur les cas d'altération de pierre de taille par les fumées.
- N° 3. — R. LEROUX. Les éléments organisés de construction.
- N° 4. — P. SAINT-ROMAS. Nouvelle application des colles dans le bâtiment.
- N° 5. — R. LEROUX. De la méthode dans le problème technique de l'habitation.
- N° 6. — Le nouveau bâtiment de l'O. E. C. E. Visite de chantier du 27 mai 1949.
- N° 7. — J. BOURCART, J. NOETZLIN, le docteur G. POCHON et M^{lle} S. BERTHELIER. Etude des détériorations des pierres des monuments historiques.
- N° 8. — J. BRILLOUIN. Propagation du bruit dans les constructions. Mesures effectuées dans le bâtiment administratif du Centre d'essais des moteurs et hélices à Saclay.
- N° 9. — R. LEROUX. Extension de la méthode préconisée pour résoudre le problème technique de l'habitation.
- N° 10. — P. ROGERS. Les travaux de génie civil dans l'étude des centrales thermiques.
- N° 11. — A. CAQUOT. Conceptions nouvelles des cales de radoub et des écluses.
- N° 12. — A. SALLEZ, E. PERRIN et J. BOURAT. Emploi des moyens mécaniques pour les déplacements verticaux ou horizontaux des constructions lourdes et fragiles. Utilisation lors de l'alignement de la façade du théâtre d'Amiens.
- N° 13. — M. ROUSSELIER. Le revêtement des galeries.
- N° 14. — J. BRILLOUIN. Propagation du bruit dans les constructions. Mesures d'isolement acoustique. Nouvel immeuble de la Fédération Nationale du Bâtiment.
- N° 15. — Récentes réalisations dans le domaine des déplacements d'immeubles.
J. PRÉVOST. Déplacement de l'Hôtel de l'Echevin de Cabre.
K. OLSEN et J. PREVOST. Exposé d'ensemble des moyens techniques utilisés dans les déplacements d'immeubles.
- N° 16. — E. FOUGEA. L'industrialisation de la construction de bâtiment. Exemple concret du chantier d'Evreux.
- N° 17. — R. CAMUS. Fabrication industrielle de huit logements par jour dans la région parisienne.
- N° 18. — J. BRILLOUIN. Propagation du bruit dans les constructions. Mesures acoustiques effectuées dans deux immeubles collectifs.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1956-1957

Première série de conférences.

MARDI 6 NOVEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

**DES ASPECTS TECHNIQUES DE LA POLITIQUE DU LOGEMENT
DANS DIVERS PAYS D'EUROPE**

par M. C. BONNOME, Inspecteur Général, Chef du Service de l'Inspection Générale au Secrétariat d'État à la Reconstruction et au Logement

JEUDI 8 ET VENDREDI 9 NOVEMBRE 1956, 7, rue La Pérouse

SESSION D'ÉTUDES DE LA PRÉCONTRAINTÉ

*Réservée aux Membres de l'Association Scientifique de la Précontrainte
(Les inscriptions de nouveaux Membres seront reçues au cours de la session).*

Programme :

Le 8 novembre, 10 h. : Spécification et Cahiers des charges pour la fourniture des aciers.

15 h. 30 : Tensions admissibles pour les aciers.

Le 9 novembre, 10 h. : Projection des films « Construction du viaduc de la Voulte » et « Piste pour avions d'Alger - Maison Blanche ».

15 h. 30 : Corrosion des aciers.

Questions diverses concernant les aciers.

MARDI 13 NOVEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée en commun avec l'Association Française des Ponts et Charpentes, la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé et la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France

**LES LIMITES ACTUELLES DE PORTÉE DES OUVRAGES MÉTALLIQUES,
EN BÉTON ARMÉ ET PRÉCONTRAIT**

par M. Henry LOSSIER, Ingénieur-Conseil

MARDI 20 NOVEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. JOFFET, Ingénieur Général des Services Paysagers de la Ville de Paris et du département de la Seine, Conservateur en chef des Jardins de Paris

**CONCEPTIONS, TENDANCES ET RÉALISATIONS ACTUELLES
EN MATIÈRE D'ESPACES VERTS**

par M. Jean CHASSERAUD, Conservateur des Eaux et Forêts, Ingénieur en Chef des Services Paysagers de la Ville de Paris

MARDI 27 NOVEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

**QUELQUES PROBLÈMES POSÉS PAR LA CONSTRUCTION ET
L'EXPLOITATION DES GRANDS AÉROPORTS**

par M. COT, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur des Études et Travaux de l'Aéroport de Paris

MERCREDI 5 DÉCEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

**LE PLAN D'AMÉNAGEMENT DU PREMIER PORT DE PÊCHE FRANÇAIS
RÉALISATIONS URBAINES ET INSTALLATIONS PORTUAIRES DE
BOULOGNE-SUR-MER**

par M. Pierre VIVIEN, Urbaniste et Architecte-Conseil du Ministère de la Reconstruction et du Logement

MARDI 11 DÉCEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée en commun avec la Société des Ingénieurs Soudeurs
CONFÉRENCES SUR LA CONSTRUCTION D'OUVRAGES SOUDÉS

MARDI 18 DÉCEMBRE 1956, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. FREYSSINET, Inspecteur Général Honoraire des Ponts et Chaussées

**RÉSULTATS D'ESSAIS ET THÉORIE NOUVELLE DE CALCUL
DES VOUTES AUTO-PORTANTES RIGIDES**

par M. J. BARETS, Ingénieur-Conseil, Directeur de la Société d'Études B.T.B.

L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MERCREDI 14 NOVEMBRE 1956, à 18 h. précises. — 7, rue La Pérouse

Programme :

LA CHALEUR MAÎTRISÉE (LES MATÉRIAUX D'ISOLATION ET LEUR UTILISATION.)

250 JOURS... POUR LA CONSTRUCTION D'UNE USINE D'UNE SUPERFICIE DE DEUX HECTARES.

UN PONT S'ÉLÈVE...

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.